Der
Stahlbau
1935

II
681

DER STAHLBAU

Beilage zur Zeitschrift

DIE BAUTECHNIK

Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Herausgeber

Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg, und Prof. Dr.-Ing. E. h. Dr. techn. h. c. Fritz Schleicher, Berlin-Zehlendorf

8. Jahrgang

1935

Technische Hochschule
zu Berlin
Lehrstuhl für Stahl- und Eisenbetonbau
Inv. No. I 17

Berlin 1935
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn

III 0911

DER STAHLBAU

Beilage zur Zeitschrift

DIE BAUTECHNIK

Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Schriftleitung:

Dr.-Ing. **A. Hertwig,** Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin

Professor **W. Rein,** Breslau, Technische Hochschule

8. Jahrgang

1935

Mit 489 Textabbildungen

Berlin 1935
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn

Alle Rechte vorbehalten. — Nachdruck verboten.

Printed in Germany.

B-ka GPG
D R-397 91
6

Inhalts-Verzeichnis des 8. Jahrganges, 1935.

Sachverzeichnis.

Seite

Anstrich. Unterwasseranstrich von Stahlbauteilen 38, 47
Behälter. Hochdruckgasbehälter in Kugelform für die Stadt Siegen in Westfalen 25
— Stahl-Getreidesilos 103
Berichtigung zum Aufsatz Die Tragfähigkeit des gleichmäßig querbelasteten Druckstabes aus einem ideal-plastischen Stahl 56
— Hängebrücken mit einem Zweigelenkrahmen-Versteifungsträger, Jahrgang 1934, S. 137 u. 145 16
Bodensenkungen. Zur Baustoffwahl in Bergbaugebieten 14
Brücken. Ausführung von Rohrbrücken im Dreigurtsystem 72
— Beitrag zur Knicksteifigkeit des Dreigelenkbogens 118
— Die Tragfähigkeit stählerner Dreigelenkbogen 121
— Die wichtigsten Stahlbauten des Ottmachauer Staubeckens . . . 113, 125
— Drei neue Straßenbrücken über den Rhein 161
— Einbau von geschweißten Eisenbahnbrücken mittels Tankwinden . . . 127
— Ermittlung der unter fahrenden Lokomotiven auftretenden Grenzspannungen bei stählernen Eisenbahnbrücken . . 17
— Hängebrücke zur Beförderung von Betonzuschlagstoffen 208
— Neuartige elektrisch geschweißte Spezialträger für Verbundbrücken 159
— Neue Vorschriften für geschweißte, vollwandige Eisenbahnbrücken 153
— Stahlbau und Schweißtechnik 181
— Wirtschaftliches Versetzen von Stahlbrücken auf weite Entfernungen — ein Vorteil der Stahlbauweise . . . 197
Bunker. Eckauswinkelung von Graten und Bunkern 143
Dachstuhl. Wiederaufbau des Dachstuhles auf dem Wartburg-Gasthof 48
Dächer. Sheddach als Raumfachwerk . . 183
Dauerfestigkeit. Aus der technisch-wissenschaftlichen Tätigkeit des Deutschen Stahlbau-Verbandes 28
— Dauerversuche mit großen Schweißverbindungen bei oftmaligem Wechsel zwischen Zug- und Druckbelastung sowie bei oftmaliger Zugbelastung . 164
— Ermittlung der unter fahrenden Lokomotiven auftretenden Grenzspannungen bei stählernen Eisenbahnbrücken . . 17
— Neuzeitliche Festigkeitsfragen 9
Decken. Stahlblechdecken 77
— Verstärkungsmaßnahmen für Schutzraumdecken 191
Eckauswinkelung von Graten und Bunkern 143
Fabrikgebäude. Aufstockung eines Lagergebäudes 135
— Das neue Zigarettenfabrikationsgebäude der Tabakfabrik in Linz a. d. Donau (Österreich) 174
— Der Umbau der Ufa-Filmateliers in Berlin-Tempelhof 104
— Ein beachtenswerter Stahlskelett-Großbau 149, 165
— Neuzeitliche Bauausführung eines Salzspeichers 63
— Sheddach als Raumfachwerk 183

Seite

Fabrikgebäude. Stahlbauwerke der Zinkerzröstanlage für die Zinkelektrolyse G. m. b. H., Magdeburg-Rothensee 129, 141
— Stahlkonstruktion zu einer Misch- und Mahlanlage 69
Festigkeitslehre (s. unter **Statik und F.**)
Feuerwiderstandsfähigkeit. Der Brand im Reichstagsgebäude 105
Hallen. Beitrag über die Stahlkonstruktionen der Wettbewerbsentwürfe um die Kongreßhalle in Hamburg . . . 21, 31, 39
— Der Straßenbahnhof 16 der Berliner Verkehrs-Gesellschaft in Charlottenburg . 1
— Die Hanseatenhalle 133
Korrosion. Unterwasseranstrich von Stahlbauteilen 38, 47
Kraftwerke. Die wichtigsten Stahlbauten des Ottmachauer Staubeckens . 113, 125
— Neues Höchstdruckkraftwerk d. I. G. Farbenindustrie Höchst 97
Luftschutz. Verstärkungsmaßnahmen für Schutzraumdecken 191
Maste. Ein Aufstellmast für schwere Lasten und weite Ausladung 185
Normung. Die australischen Vorschriften für geschweißte Bauwerke 6
— Die neuen zulässigen Tragkräfte für Niete nach DIN 1050, Berechnungsgrundlagen für Stahl im Hochbau . . . 176
— Die neuen zulässigen Tragkräfte für Schrauben nach DIN 1050, Berechnungsgrundlagen für Stahl im Hochbau 168
— Neue Vorschriften für geschweißte, vollwandige Eisenbahnbrücken 153
Schweißung. Beantwortung grundsätzlicher Fragen über bauliche Einzelheiten geschweißter Vollwandträger 110
— Belastungs-Dehnungs-Messungen an I-Trägern mit und ohne Aussteifung 50
— Dauerversuche mit großen Schweißverbindungen bei oftmaligem Wechsel zwischen Zug- und Druckbelastung sowie bei oftmaliger Zugbelastung . 164
— Die australischen Vorschriften für geschweißte Bauwerke 6
— Einbau von geschweißten Eisenbahnbrücken mittels Tankwinden . . . 127
— Neuartige elektrisch geschweißte Spezialträger für Verbundbrücken 159
— Neue Vorschriften für geschweißte, vollwandige Eisenbahnbrücken 153
— Stahlbau und Schweißtechnik 181
— Stahlbauwerke der Zinkerzröstanlage für die Zinkelektrolyse G. m. b. H. in Magdeburg-Rothensee 129, 141
Schwingungen. Über die Eigenschwingungen von Fachwerken mit Massen in den Knotenpunkten 41
Silos. Stahl-Getreidesilos 103
Speicher. Neuzeitliche Bauausführung eines Salzspeichers 63
Statik und Festigkeitslehre. Ausbeulen von Bindeblechen 189
— Aus der technisch-wissenschaftlichen Tätigkeit des Deutschen Stahlbau-Verbandes 28
— Beitrag zur Knicksteifigkeit des Dreigelenkbogens 118
— Das Tragvermögen gedrückter Baustahlstäbe mit krummer Achse und zusätzlicher Querbelastung 43, 53
— Der Einfluß der Querschnittsform auf das Tragvermögen außermittig gedrückter Baustahlstäbe 193, 204

Seite

Statik und Festigkeitslehre. Die Knicksicherheit der Randaussteifungen von ⊓- und I-Stäben 85, 201
— Die Tragfähigkeit des gleichmäßig querbelasteten Druckstabes aus einem ideal-plastischen Stahl . . . 33, 56
— Die Tragfähigkeit stählerner Dreigelenkbogen 121
— Dreigelenkrahmenbinder mit Zugstange in Traufhöhe 71
— Ein Aufstellmast für schwere Lasten und weite Ausladung 185
— Einfluß der Querdehnung auf die Stabilität von Stahlplatten 49, 96
— Näherungsberechnung der Tragkraft exzentrisch gedrückter Stahlstäbe . . 89
— Näherungsverfahren zur Berechnung der Tragfähigkeit außermittig gedrückter Stäbe aus Baustahl 137
— Neuzeitliche Festigkeitsfragen 9
— Tragfähigkeit von Stahlstützen mit Betonkern bei verschiedenen Betoneigenschaften und bei außermittigem Druck 81, 99
— Vereinfachte Berechnung von Stockwerkrahmen 145
— Zur Berechnung von Rautensystemen . 207
— Zur Berechnung von strebenlosen gegliederten Tragwerken . . . 169, 177
Talsperren ganz aus Stahl 152
Umbauten. Aufstockung eines Lagergebäudes 135
— Der Umbau der Ufa-Filmateliers in Berlin-Tempelhof 104
— Die Hanseatenhalle 133
— Wirtschaftliches Versetzen von Stahlbrücken auf weite Entfernungen — ein Vorteil der Stahlbauweise 197
Versuche. Aus der technisch-wissenschaftlichen Tätigkeit des Deutschen Stahlbau-Verbandes 28
— Belastungs-Dehnungs-Messungen an I-Trägern mit und ohne Aussteifung . . 50
— Dauerversuche mit großen Schweißverbindungen bei oftmaligem Wechsel zwischen Zug- und Druckbelastung sowie bei oftmaliger Zugbelastung . . . 164
— Ermittlung der unter fahrenden Lokomotiven auftretenden Grenzspannungen bei stählernen Eisenbahnbrücken . . 17
— Modellversuche über die Belastung von Gitterfachwerken durch Windkräfte. 2. Teil: Räumliche Gitterfachwerke 57, 65, 73
— Neuzeitliche Festigkeitsfragen 9
— Tragfähigkeit von Stahlstützen mit Betonkern bei verschiedenen Betoneigenschaften und bei außermittigem Druck 81, 99
— Über Dauerzugversuche mit Flachstäben und Nietverbindungen aus Leichtmetall 132
Wettbewerbe. Beitrag über die Stahlkonstruktionen der Wettbewerbsentwürfe um die Kongreßhalle in Hamburg 21, 31, 39
Winddruck. Modellversuche über die Belastung von Gitterfachwerken durch Windkräfte. 2. Teil: Räumliche Gitterfachwerke 57, 65, 73
Zuschrift zum Aufsatz Einfluß der Querdehnung auf die Stabilität von Stahlplatten 96
— Hängebrücken mit einem Zweigelenkrahmen-Versteifungsträger, Jahrgang 1934, S. 137 u. 145 15

Namenverzeichnis.

Seite

Bierett, G., Prof., Dr.-Ing., Berlin (s. unter **Memmler**).

Bock, H., Direktor, Essen. Zur Baustoffwahl in Bergbaugebieten 14

Buchholtz, H., Dr.-Ing., Dortmund, und Dr.-Ing. **H. Bühler,** Dortmund. Belastungs-Dehnungs-Messungen an I-Trägern mit und ohne Aussteifung 50

Bühler, H., Dr.-Ing., Dortmund (s. unter **Buchholtz**).

Chwalla, E., Prof., Dr.-Ing., Brünn. Das Tragvermögen gedrückter Baustahlstäbe mit krummer Achse und zusätzlicher Querbelastung . . . 43, 53

— Der Einfluß der Querschnittsform auf das Tragvermögen außermittig gedrückter Baustahlstäbe . . . 193, 204

— Die Tragfähigkeit stählerner Dreigelenkbogen 121

Elwitz, E., Dipl.-Ing., Düsseldorf. Vereinfachte Berechnung von Stockwerkrahmen 145

Filus, W., Dipl.-Ing., Braunschweig. Einbau von geschweißten Eisenbahnbrücken mittels Tankwinden 127

Flachsbart, O., Prof., Dr.-Ing., Hannover, und Dr. techn. **H. Winter,** Göttingen. Modellversuche über die Belastung von Gitterfachwerken durch Windkräfte. 2. Teil: Räumliche Gitterfachwerke. 57, 65, 73

Fritsche, J., Prof., Dr., Prag. Näherungsverfahren zur Berechnung der Tragfähigkeit außermittig gedrückter Stäbe aus Baustahl 137

Fuchssteiner, W., cand. ing., Aachen. Beitrag zur Knickfestigkeit des Dreigelenkbogens. 118

Gerstner, Obering., Erfurt. Neuzeitliche Bauausführung eines Salzspeichers . 63

Girkmann, K., Dr.-Ing., Privatdozent, Wien. Ausbeulen von Bindeblechen . . . 189

Graf, O., Prof., Stuttgart. Über Dauerzugversuche mit Flachstäben und Nietverbindungen aus Leichtmetall . . 132

— Dauerversuche mit großen Schweißverbindungen bei oftmaligem Wechsel zwischen Zug- und Druckbelastung sowie bei oftmaliger Zugbelastung . 164

Gruetz, H., Obering. i. R., Gustavsburg. Stahlblechdecken 77

Grüning, G., Dr.-Ing., Berlin (s. unter **Memmler**).

Seite

Herbst, F., Dr.-Ing., Oberreg. und -baurat, Lüneburg. Hochdruckgasbehälter in Kugelform für die Stadt Siegen in Westfalen 25

Herzka, L., Ing., Hofrat, Wien. Das neue Zigarettenfabrikationsgebäude der Tabakfabrik in Linz a. d. Donau (Österreich) 174

Hillebrand, H., Ing., Berlin. Eckauswinkelung von Graten und Bunkern . . 143

Hülsen, F., Obering., Hamburg. Die Hanseatenhalle 133

Ihlenburg, W., Dr. phil., Karlsruhe. Die Knicksicherheit der Randaussteifungen von ⊓- und ⊥-Stäben . . . 85, 201

Jerichow, W., Ing., Hannover. Talsperren ganz aus Stahl 152

Ježek, K., Dr.-Ing., Privatdozent, Wien. Die Tragfähigkeit des gleichmäßig querbelasteten Druckstabes aus einem ideal-plastischen Stahl 33, 56

— Näherungsberechnung der Tragkraft exzentrisch gedrückter Stahlstäbe . . 89

Junge, A., Dr.-Ing., Hamburg. Beitrag über die Stahlkonstruktionen der Wettbewerbsentwürfe um die Kongreßhalle in Hamburg 21, 31, 39

Kindscher, E., Prof., Berlin. Unterwasseranstrich von Stahlbauteilen . . 38, 47

Klöppel, K., Dr.-Ing., Berlin. Aus der technisch-wissenschaftlichen Tätigkeit des Deutschen Stahlbau-Verbandes . 28

— Die australischen Vorschriften für geschweißte Bauwerke 6

Kommerell, O., Dr.-Ing., Direktor bei der Reichsbahn, Berlin. Neue Vorschriften für geschweißte, vollwandige Eisenbahnbrücken 153

Kuntze, W., Prof., Dr.-Ing., Berlin. Neuzeitliche Festigkeitsfragen 9

Maushake, H., Obering., Braunschweig. Stahlkonstruktion zu einer Misch- und Mahlanlage 69

Memmler, K., Prof., Berlin, Dr.-Ing. **G. Bierett** und Dr.-Ing. **G. Grüning,** Berlin. Tragfähigkeit von Stahlstützen mit Betonkern bei verschiedenen Betoneigenschaften und bei außermittigem Druck 81, 99

Mensch, G., Beratender Ing., Berlin. Der Brand im Reichstagsgebäude. Ein Beitrag zum Verhalten der Stahlkonstruktion im Feuer 105

— Der Straßenbahnhof 16 der Berliner Verkehrsgesellschaft in Charlottenburg . 1

Seite

Neukam, Ch., Dipl.-Ing., Berlin. Aufstockung eines Lagergebäudes 135

Pöschl, Th., Prof., Dr., Karlsruhe. Über die Eigenschwingungen von Fachwerken mit Massen in den Knotenpunkten . 41

Rein, W., Prof., Breslau. Drei neue Straßenbrücken über den Rhein 161

Schaechterle, K., Dr.-Ing., Reichsbahnoberrat, Berlin. Ermittlung der unter fahrenden Lokomotiven auftretenden Grenzspannungen bei stählernen Eisenbahnbrücken 17

Schleicher, F., Prof., Dr.-Ing., Hannover. Einfluß der Querdehnung auf die Stabilität von Stahlplatten . . 49, 96

Schmidtmann, W., Dr.-Ing., Stuttgart. Dreigelenkrahmen mit Zugstange in Traufhöhe 71

Schmudde, H., Obering., Köln-Kalk. Stahlbauwerke der Zinkerzröstanlage für die Zinkelektrolyse G. m. b. H. in Magdeburg-Rothensee 129, 141

Schneider, R., Ing., Hindenburg O./Schles. Stahlbau und Schweißtechnik . . . 181

Spatny, O., Dipl.-Ing., Mannheim/Rhein. Ein beachtenswerter Stahlskelett-Großbau 149, 165

Stein, O., Dipl.-Ing., Beuthen O./Schles. Ein Aufstellmast für schwere Lasten und weite Ausladung 185

Stünkel, A., Obering., Bad Salzbrunn. Stahl-Getreidesilos 103

Sudergath, Reg.-Baumstr., Mainz, und Dipl.-Ing. **Vogt,** Frankfurt/Main-Höchst. Neues Höchstdruckkraftwerk der I. G. Farbenindustrie, Höchst . . . 97

Theuerkauf, B., Oberregierungs- und baurat i. R., Breslau. Die wichtigsten Stahlbauten des Ottmachauer Staubeckens 113, 125

Vogt, Dipl.-Ing., Frankfurt/Main-Höchst (s. unter **Sudergath**).

Wanke, J., Prof., Ing. Dr., Prag. Zur Berechnung von strebenlosen gegliederten Tragwerken 169, 177

Wansleben, F., Obering., Krefeld. Beantwortung grundsätzlicher Fragen über bauliche Einzelheiten geschweißter Vollwandträger 110

Wiemer, E., Ing., Elbing i. Ostpr. Wirtschaftliches Versetzen von Stahlbrücken auf weite Entfernungen — ein Vorteil der Stahlbauweise . . . 197

Winter, H., Dr. techn., Göttingen (s. unter **Flachsbart**).

Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Schriftleitung:
Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernsprecher: C 1 Steinplatz 0011
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernsprecher: Breslau 421 61

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

8. Jahrgang | BERLIN, 4. Januar 1935 | Heft 1

Der Straßenbahnhof 16 der Berliner Verkehrs-Gesellschaft in Charlottenburg.

Konstruktion, Belichtung, Messung der Auflagerbewegungen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von **G. Mensch** V. D. I., Beratender Ingenieur V. B. I., Charlottenburg.

Im Westen Berlins, unweit des Messegeländes, hat in den Jahren 1929/30 die Berliner Verkehrs-Gesellschaft einen neuen Straßenbahnhof errichtet. Von außen nur an den beiden Einfahrten in der Königin-Elisabeth-Straße erkennbar, liegt die ganze Anlage im Innern des Häuserblocks, der an den beiden Längsseiten von der Fredericiastraße und der Knobelsdorffstraße, an den Schmalseiten von der Soorstraße und der bereits genannten Königin-Elisabeth-Straße begrenzt wird (Bild 1).

Die für den eigentlichen Bahnhof zur Verfügung stehende Fläche beträgt rd. 27 500 m². Davon entfällt der größere Teil auf die Halle, die bei einer Länge von rd. 132 m und einer Breite von 117 m eine Fläche von rd. 15 500 m² überdeckt. Die restlichen 12 000 m² dienen als Bahnhofsvorgelände.

Bei derart großräumigen Hallen gewinnt neben der Frage der zweckmäßigen Anordnung des Tragwerkes und der Belichtung auch die der Aus-

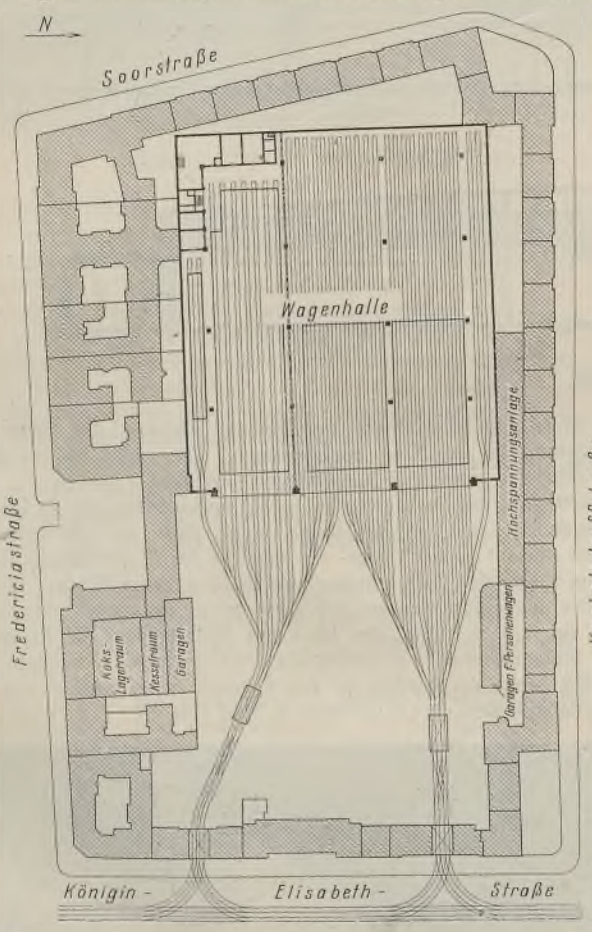


Bild 1. Lageplan.

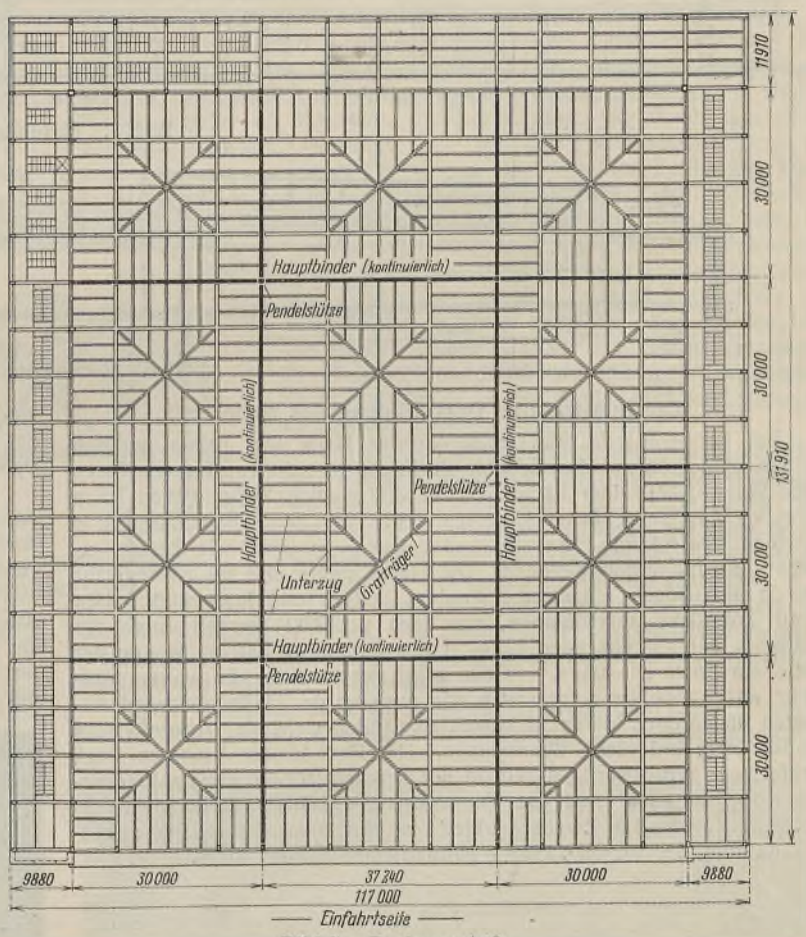


Bild 2. Dachgrundriß.

Dem glücklichen Umstande, daß das Gelände an diesen Straßen noch größtenteils unbebaut war, ferner dem weitsichtigen Entschluß der Bauherrschaft, die Planung der gesamten Bauten, sowohl des Bahnhofs als auch der darumliegenden Wohnblocks, in eine Hand zu legen[1]), ist es zu verdanken, daß eine Anlage entstand, die vom städtebaulichen wie auch vom ingenieurtechnischen Standpunkt gleich beachtlich ist.

Über die Gesamtanlage und die Wohnbauten ist in der Literatur bereits berichtet worden[2]). Den Ingenieur interessiert daneben auch die Konstruktion der Halle selbst[3]).

dehnungsmöglichkeit bei wechselnder Temperatur besondere Bedeutung. Die letzte Frage ist hier für die Standsicherheit besonders wichtig, weil es sich um eine Halle handelt, bei der die Tore im Sommer und Winter fast stets geöffnet sind und die daher besonders großen Temperaturunterschieden ausgesetzt ist. Wie diese obengenannten Aufgaben bei dem vorstehenden Bauwerk gelöst worden sind, davon soll im folgenden die Rede sein. Weiterhin wird über Messungen berichtet, die bei den verschiedensten Temperaturen vorgenommen wurden und aus denen die Bewegungen des Bauwerkes ersichtlich sind.

[1]) Architekt Jean Krämer, Berlin.

[2]) Ulf Dietrich, Neuer Betriebsbahnhof und Wohnbauten der Berliner Straßenbahn. Wasmuth, Monatshefte 1930, Nr. 12, S. 577 ff.

[3]) Die statische und konstruktive Bearbeitung der Halle erfolgte im Büro des Verfassers. Die Lieferung der Stahlkonstruktion wurde an die Berliner Firmen, Breest & Co., H. Gossen, Berliner Stahlbau G. m. b. H. und Krupp-Druckenmüller vergeben. Die Aufstellung der Stahlteile besorgte die Firma Breest & Co.

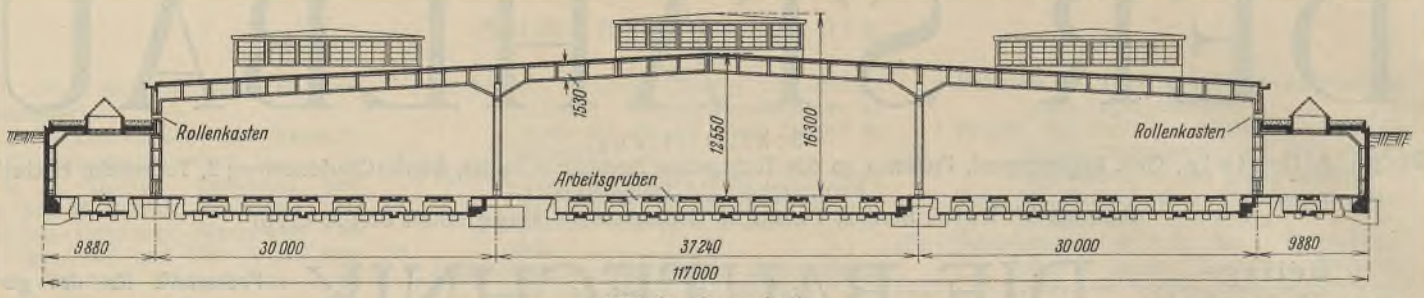


Bild 3. Querschnitt.

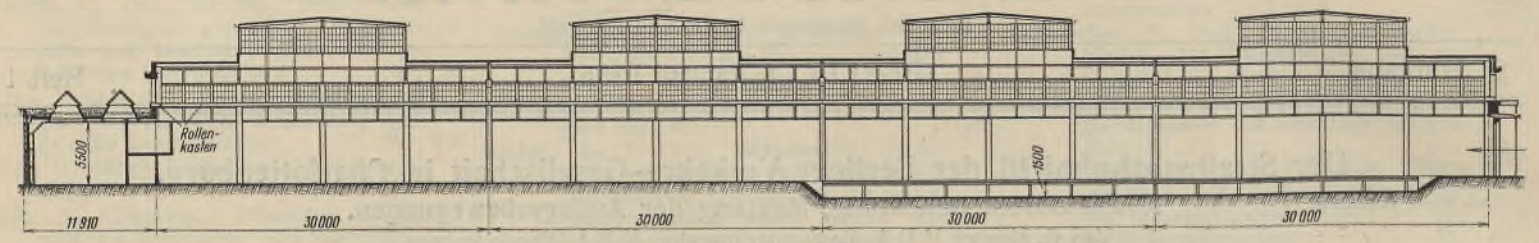


Bild 4. Längsschnitt.

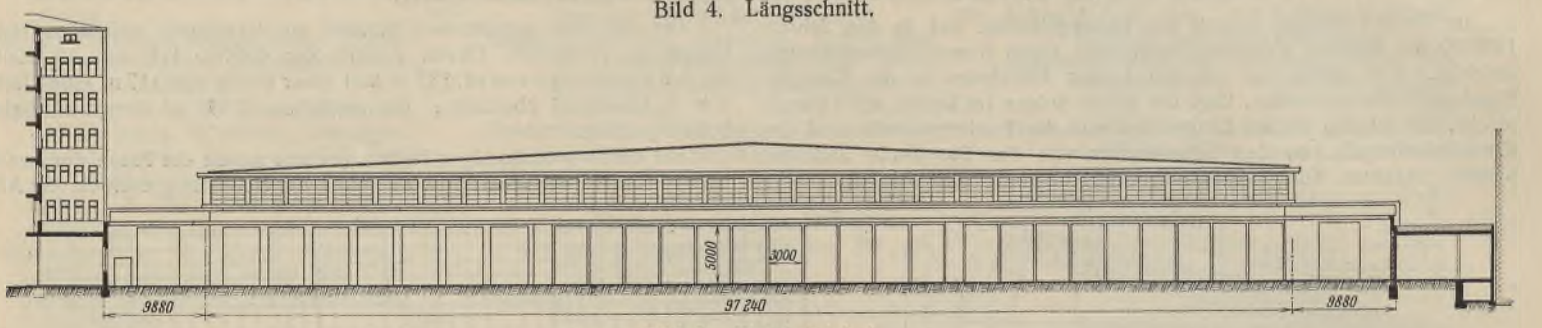


Bild 5. Einfahrtgiebel.

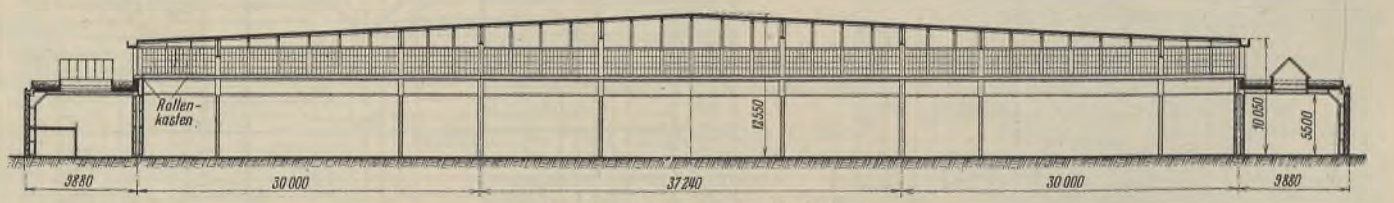


Bild 6. Rückwärtiger Giebel.

Die konstruktive Durchbildung der Halle.

Bei der konstruktiven Gestaltung der Halle war neben anderen Forderungen auch auf das Gelände Rücksicht zu nehmen, das von Osten nach Westen bei einer Länge von rd. 300 m eine Steigung von 7,5 m aufwies. Aus betrieblichen Gründen sollte das ganze Bahnhofsgelände in Höhe der Königin-Elisabeth-Straße liegen, wo sich, wie bereits erwähnt, die Einfahrten befinden. Die Halle mußte also bis zu ungefähr 7 m in den Boden eingelassen werden; Seiten- und Rückwand hatten somit Erddrücke aufzunehmen, die noch verstärkt wurden durch die Auflasten der angrenzenden Höfe. Diese Erddrücke auf die Wände der Halle einwirken zu lassen, erschien nicht zweckmäßig. Es wurden vielmehr an den beiden Längsseiten wie auch an der Hallenrückwand Anbauten angeordnet, deren in kurzen Abständen stehende rahmenförmige Binder diese Erddrücke übernehmen. Das Dach dieser Anbauten liegt, wenigstens im rückwärtigen Teil, in der gleichen Höhe wie die angrenzenden Höfe; es kann somit zur Vergrößerung der Höfe mit herangezogen werden. Zu diesem Zwecke erhielt es eine etwa 50 cm starke Erdaufschüttung, die zur Herstellung gärtnerischer Anlagen dient.

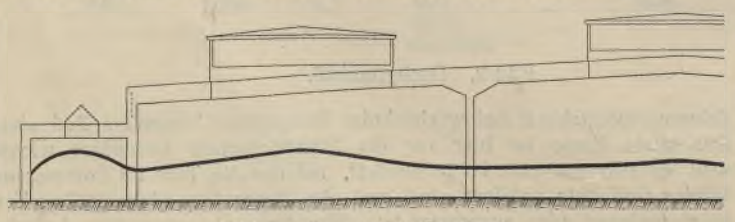


Bild 7. Tageslicht-Quotient.

Die Anbauten an den Längsseiten weisen eine Spannweite von je rd. 10 m, der an der Hallenrückwand eine solche von rd. 12 m auf. Für die eigentliche Halle verbleibt somit eine Breite von rd. 97 m und eine Länge von rd. 120 m. Um die Halle gegebenenfalls auch als Autobushalle verwenden zu können, sollte der Stützenabstand möglichst nicht kleiner als 30 m sein. Damit war die Stützenteilung im großen und ganzen festgelegt. In der Querrichtung wurde die Halle in drei Schiffe von 30 m, 37 m und 30 m Breite geteilt; der Abstand der Stützen in der Längsrichtung ist zu 30 m angenommen. Die rd. 11 650 m² große Dachfläche ruht also nur auf 6 Innenstützen (vgl. Bild 2 bis 4).

Die Übertragung der Dachlasten auf diese Innenstützen, die als Pendelstützen ausgebildet sind, erfolgt durch einen Rost von Bindern, die kontinuierlich sowohl in der Längs- als auch in der Querrichtung durchgehen. Dem Zuge der Zeit entsprechend sollten diese Binder in Vollwandbauweise ausgeführt werden; zur Verwendung gelangten einwandige Blechträger von 1,50 m Höhe, die über den Mittelstützen zur Aufnahme der großen Stützenmomente voutenförmig heruntergezogen worden sind. An den Enden ruhen die Binder auf den Rahmen der Anbauten bzw. auf der freistehenden vorderen Giebelwand (s. Bild 5 u. 6).

Bild 8. Innenansicht der Halle.

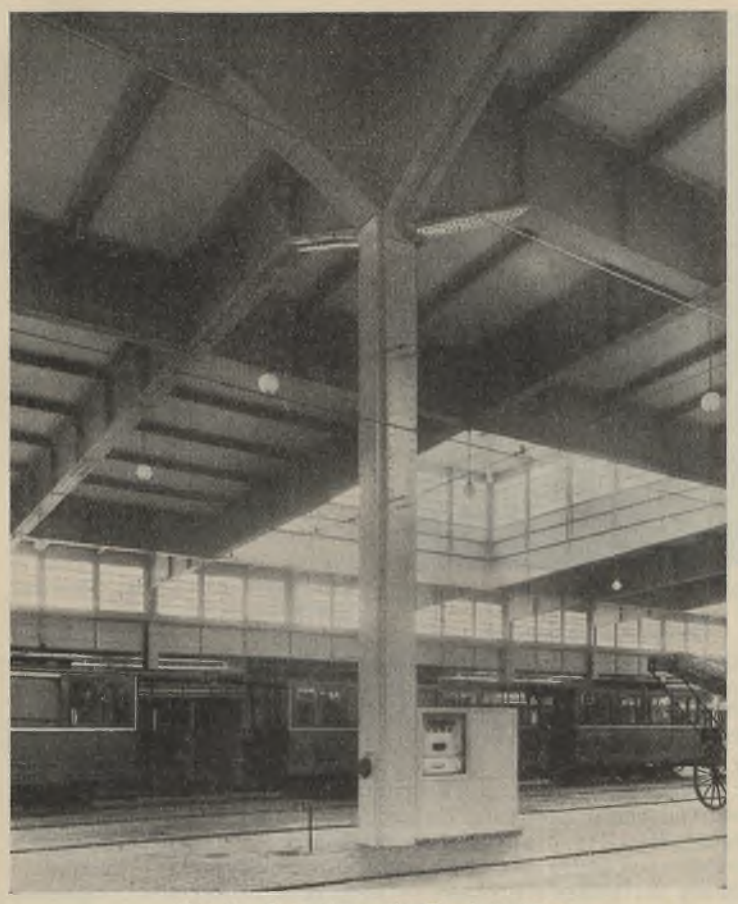


Bild 9. Eine der sechs Pendelstützen.

Zur Belichtung der Halle dienen außer dem in den Umfassungswänden rings um die Halle herumlaufenden Lichtband noch die lotrechten Fensterflächen von 12 kuppelartig ausgebildeten Aufbauten. Jeder dieser Dachaufbauten hat eine Grundfläche von 15 × 16 m. Sämtliche Glasflächen der Halle sind somit lotrecht angeordnet; eine schnelle Verschmutzung der Fensterscheiben ist also nicht zu befürchten. Lediglich die Anbauten weisen kleine Raupenoberlichte auf. Die Kurve des Tageslicht-Quotienten[4]) für einen Hallenquerschnitt ist in Bild 7 dargestellt. Der verhältnismäßig waagerechte Verlauf dieser Kurve ließ eine gleichmäßige Lichtverteilung vermuten, eine Erwartung, die, wie Bild 8 u. 9 deutlich zeigen, sich auch bestätigt hat.

Die kuppelartigen Dachaufbauten werden von zwei Gratbalken überspannt, die sich in der Mitte biegungsfest durchdringen; die Lasten übertragen sich also gleichmäßig

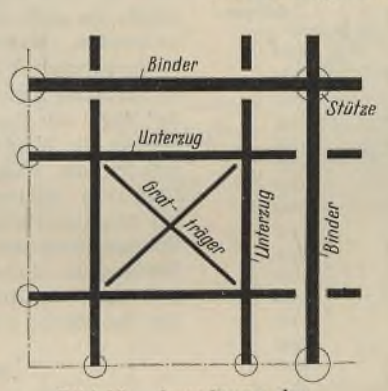


Bild 10. Anordnung des Haupttragwerkes.

Bild 12. Seitliches Lichtband. Oben der Rinnenkasten.

nach allen vier Eckpunkten. Dort werden sie von vier sich kreuzenden Unterzügen übernommen, die sich wieder rostartig in die einzelnen Gefache des Binderrostes einfügen (s. Bild 2, 8 u. 9). An den Außenseiten der Halle stützen sich die Unterzüge ebenso wie die Binder auf die Rahmen der Anbauten bzw. auf die freistehende Giebelwand. Der größeren Deutlichkeit halber ist die statische Wirkungsweise der sich rostartig durchdringenden Binder, Unterzüge und Gratbalken in Bild 10 nochmals dargestellt.

Über den Bindern und Unterzügen liegen dann die Pfetten. Von den Gratbalken über den Oberlichtaufbauten ausgehend, verlaufen sie bald in der Längs- und bald in der Querrichtung der Halle (s. Bild 2). Pfetten, Pfosten der Oberlichte und Aussteifungen der Blechträger bilden also durchgehende Linienzüge, die, wie Bild 8 u. 9 zeigen, durch die farbige Umrandung der einzelnen Felder der Dachhaut noch besonders hervorgehoben sind. Den Aufbau des Tragwerkes zeigt anschaulich Bild 11 nach beendeter Aufstellung und noch ohne Dacheindeckung.

Die Dacheindeckung der Haupthalle erfolgte durch eine 7 cm starke eisenbewehrte Hohlsteindecke mit aufgeklebter doppelter Papplage. Zur Entwässerung des Daches dienen die an den beiden Längsseiten der Haupthalle angebrachten geräumigen Kastenrinnen, deren Abfallrohre an den Stielen des durchgehenden Lichtbandes befestigt sind (Bild 12).

Für die Dachdecke der Anbauten wurden mit Rücksicht auf die Erdüberschüttung 15 cm starke Hohlsteine mit Überbeton verwendet. Die Decke selbst liegt horizontal; das erforderliche Gefälle nach den an den Außenwänden liegenden Rinnen wurde durch Anwachsen der Stärke des Überbetons geschaffen.

Die größte Bodenpressung sollte den Wert von 3 kg/cm² nicht überschreiten. Für die mit je 512 t belasteten Innenstützen wurden damit Fundamente erforderlich, deren quadratische Bodenflächen Kantenlängen von 4,80 m aufweisen.

Einen Überblick über das gesamte Bauwerk gibt Bild 13, aus der sowohl die Halle als auch die kleineren Bauten im Bahnhofsvorgelände

[4]) Vgl. z. B. Maier-Leibnitz, Der Industriebau, 1. Bd.: Die bauliche Gestaltung von Gesamtanlagen und Einzelgebäuden. Berlin 1932, J. Springer. S. a. Hütte, Bd. III, 26. Aufl., S. 302.

Bild 11. Gesamttragwerk nach der Aufstellung.

Bild 13. Gesamtüberblick.

ersichtlich sind. Einen Blick vom Innern der Halle nach dem Hofe zu zeigt schließlich Bild 14; man erkennt deutlich die schmalen Torstützen, die wegen der tunlichst geringen Gleisentfernungen in ihren Breitenabmessungen so klein wie irgend möglich gehalten werden mußten.

Dazu sei noch besonders bemerkt, daß die bauliche Gestaltung des Gesamttragwerkes und auch die der einzelnen Traggliedern durch ständige Zusammenarbeit zwischen dem Architekten (Jean Krämer) und dem Bauingenieur (der Verfasser) entstanden sind.

Bild 14. Blick vom Innern nach dem Hofe.

Die Ausdehnungsmöglichkeit der Halle.

Über die Frage, ob bei stählernen Hallen Bewegungsfugen notwendig sind, gehen die Meinungen der Ingenieure noch weit auseinander. Im allgemeinen werden Hallenbauten in Stahlbauweise ohne Dehnungsfugen erbaut. Dagegen ist auch nichts einzuwenden, solange es sich um Bauwerke von üblichen Längen- und Breitenabmessungen und um geschlossene Hallen handelt. Bei der vorliegenden großräumigen Halle dagegen, deren Mittelteil, wie bereits erwähnt, eine Länge von rd. 120 m und eine Breite von rd. 97 m überdeckt, erschien eine solche Ausführung nicht unbedenklich zu sein, vor allem auch deshalb nicht, weil die Tore der Einfahrtsgiebelwand im Sommer und Winter fast immer aufstehen und daher mit großen Temperaturunterschieden gerechnet werden muß. Wie eine Überschlagsrechnung ergibt, bewirkt eine Temperaturänderung um 40°

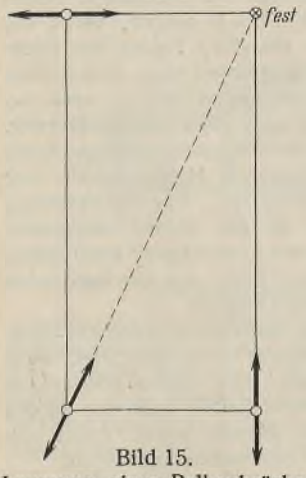


Bild 15.
Lagerung einer Balkenbrücke.

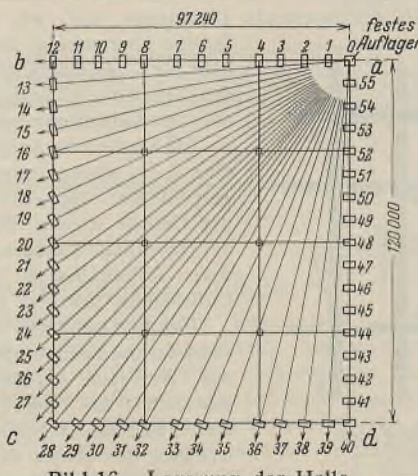


Bild 16. Lagerung der Halle.

theoretisch eine Ausdehnung in der Diagonalenrichtung (154 m) von $0{,}000\,012 \cdot 40 \cdot 154 = 74$ mm. Das Stahlgerippe als Ganzes betrachtet hält eine Verformung von etwa 1/2000 der Länge ohne weiteres aus. Dagegen sind schlimmere Folgen durch Überbeanspruchung einzelner Traggliedern dabei nicht immer zu vermeiden. Unangenehm bemerkbar macht sich die Formänderung auch bei den Glasscheiben, bei den Wänden, der Steineisendachdecke und bei der Dachpappe.

Dehnungsfugen in üblicher Weise ließ jedoch die gewählte Konstruktion nicht zu. Die nach beiden Richtungen kontinuierlich durchlaufenden Binder bilden mit den dazwischen eingeschalteten Unterzügen und den Pfetten sowie auch mit der Dachhaut ein einziges starres Raumgebilde. Auf Vorschlag des Verfassers entschloß man sich daher, die Auflagerung der Haupthalle auf den Rahmen der Anbauten bzw. auf der freistehenden Giebelwand beweglich auszubilden.

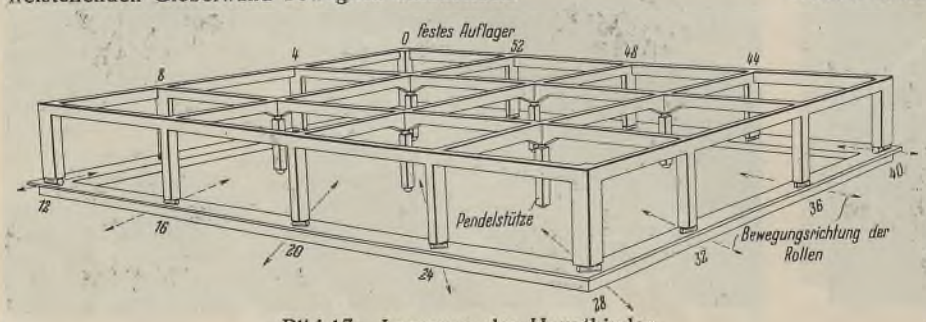


Bild 17. Lagerung der Hauptbinder.

In Bild 15 ist eine Lagerungsmöglichkeit bei Balkenbrücken angegeben. Das eine Auflager ist fest, die übrigen Lager sind in Richtung der Pfeile verschieblich. Nach demselben einfachen Grundsatz sind auch die Lager unserer Halle ausgebildet worden (Bild 16 und 17). Es ist auch hier wieder ein Auflager fest ausgebildet worden, während alle übrigen Lager sich in Richtung der Pfeile ungehindert bewegen können[5]). Man erreicht dies, indem man die seitlichen Stützen der Binder bzw. Unterzüge auf Rollen auflagert; in Bild 12 unterhalb des Lichtbandes ist der Rollenkasten, in dem die Rollen angeordnet sind, sichtbar. Die sechs Mittelstützen sind als Pendelstützen ausgebildet (s. Bild 9) und daher nach jeder Richtung beweglich.

Mit der Ausbildung der Lager ist die Frage der Aufnahme der Windkräfte eng verbunden. Irgendwelche Schwierigkeiten ergaben sich bei der gewählten Konstruktion nicht. Die Walzen in der Wand *a—d* nehmen den Druck infolge Wind auf die Längswände, die in der Wand *a—b* den infolge Wind auf die Giebelwände auf und übertragen diese Drücke auf die Rahmenbinder der Anbauten. Die Überleitung der Windkräfte auf die Lager ist in Bild 18 u. 19 systematisch dargestellt. Bild 18 zeigt einen Querbinder der Halle, der mit den Stielen in den Seitenwänden biegungsfest verbunden ist und im Innern auf den beiden Pendelstützen aufruht. Das statische System eines Unterzugstranges — wieder in Richtung der kurzen Hallenseite — ist in Abb. 19 dargestellt. Wie man erkennt, sind auch hier wieder die Wandstiele, sowohl die der Seitenwände als auch die der Laternenwände, mit den Unterzügen biegungsfest verbunden. Wesentliche zusätzliche Beanspruchungen treten durch diese biegungsfesten Verbindungen nicht auf, da die Windangriffsflächen verhältnismäßig klein sind. Für die Bemessung der Stahlteile war daher in der Regel der Zustand Eigengewicht und Schnee maßgebend. Zur Übertragung der Winddrücke auf die biegungsfesten Stiele sind in den Seitenwänden die waagerechten Bleche des Rinnen- und des Rollenkastens (Bild 12 u. 20) herangezogen worden; eine ähnliche Überlegung ist auch bei den kuppelartigen Aufbauten angestellt worden. Die Ausbildung des Rollenkastens und der Rollenlager zeigt Bild 20. Die dort gezeichnete Stellung der Rollen gilt für die Seiten *a—b* und *a—d* (Bild 16). Bild 20 läßt auch die Auflagerung der Seitenhallenbinder an den Außenstützen der Haupthalle erkennen.

Messungen der Auflagerbewegungen.

Hallen mit einer derartig großen Zahl beweglicher Auflager (1 festes und 61 bewegliche Lager, davon 6 Pendelstützen und 55 Rollenlager) waren bisher noch nicht ausgeführt worden. Es lagen daher auch keine Erfahrungen vor, wie sich eine derartige Konstruktion in der Praxis bewähren würde. Die Lagerung der Reichstagskuppel, die dem Verfasser als Vorbild diente, hatte sich allerdings glänzend bewährt, jedoch hat diese nur eine Grundfläche von 36,2×30,0 m und nur 12 Lager[6]).

Um über die Bewegungen der Halle Aufschluß zu bekommen, wurden nach beendetem Aufbau am 5. September 1929 (16 Uhr, Temperatur im Schatten + 27° C) an den Eckpunkten *b*, *c* und *d* (vgl. Bild 21) Markierungen eingeschlagen, so daß man die Verschiebungen δ_1 bis δ_4 stets

[5]) Es sei hier noch auf die bewegliche Lagerung der Reichstagskuppel hingewiesen; ihr ist es zu verdanken, daß die Kuppel beim Reichstagsbrande trotz der großen Ausdehnungen fast unbeschädigt geblieben ist.

[6]) Über das Verhalten der Reichstagskuppel und ihrer Lager beim Brande s. Aufsatz des Verfassers Z. d. VdI 1934, Heft 19.

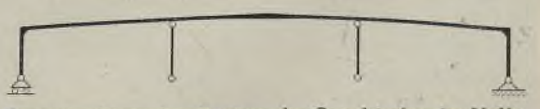


Bild 18. Statisches System der Querbinder der Halle.

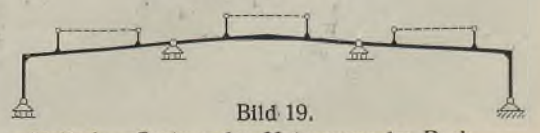


Bild 19.
Statisches System des Unterzuges im Dach.

verfolgen kann. Die bisher ausgeführten Messungen zeigten die folgenden Ergebnisse:

Nr.	Datum der Messung	Zeit h	Temp. °C	Unterschied gegenüber Ausgangstemperatur °C	δ_1	δ_2	δ_3	δ_4
					in mm			
1	5. 3. 1930	9	+ 4	— 23	— 9	— 24	— 17	— 11
2	14. 6. 1930	13	+ 31	+ 4	+ 5	+ 7	+ 6	± 0
3	27. 1. 1933	11	— 10	— 37	— 20	— 30	— 25	— 12
4	22. 7. 1933	12	+ 26	— 1	—	— 5	— 10	± 0
5	5. 12. 1933	10	— 13	— 40	— 10	— 20	— 20	— 15
6	18. 7. 1934	15	+ 30	+ 3	+ 14	+ 12	+ 10	+ 1
	Größtwerte der Verschiebung:				+ 34	42	35	16

Wie man aus dieser Zusammenstellung leicht abliest, betragen die größten bisher gemessenen gegenseitigen Verschiebungen

$\max \delta_1 = 34\,\text{mm}$; $\max \delta_2 = 42\,\text{mm}$; $\max \delta_3 = 35\,\text{mm}$; $\max \delta_4 = 16\,\text{mm}$.

Größte Diagonalverschiebung des Punktes $c = \sqrt{42^2 + 35^2} = 55\,\text{mm}$.

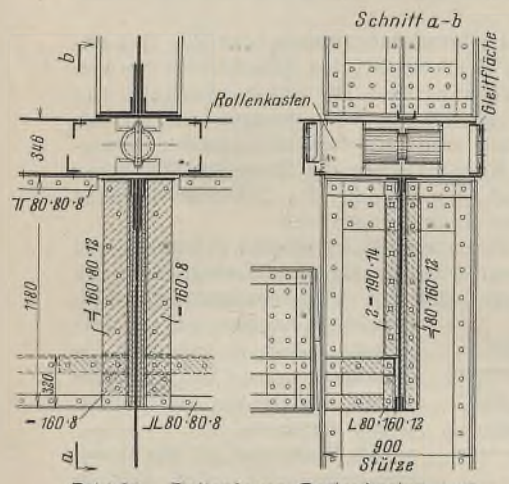


Bild 20. Rollenlager, Rollenkasten und Lagerung der Seitenhallenbinder.

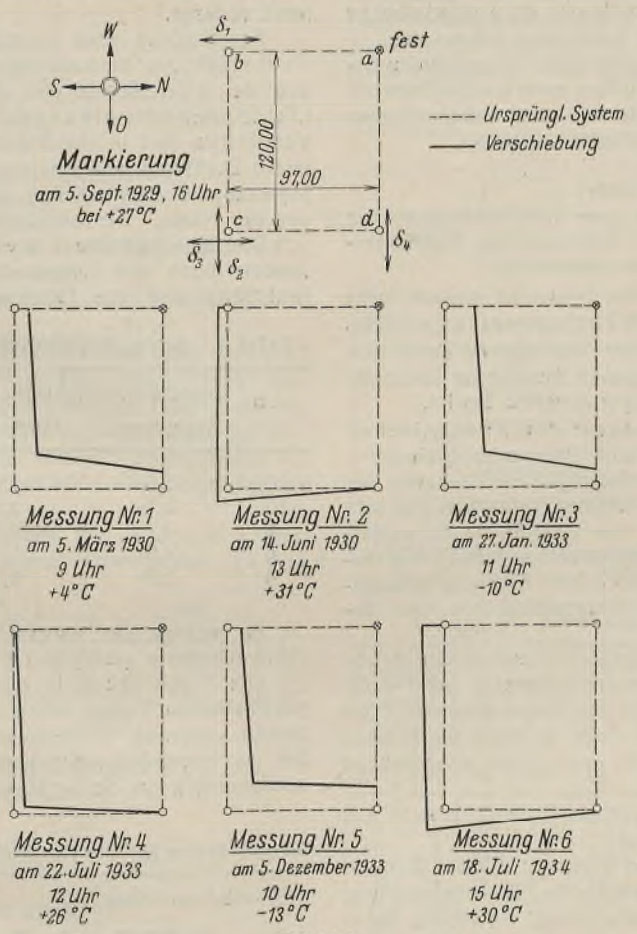
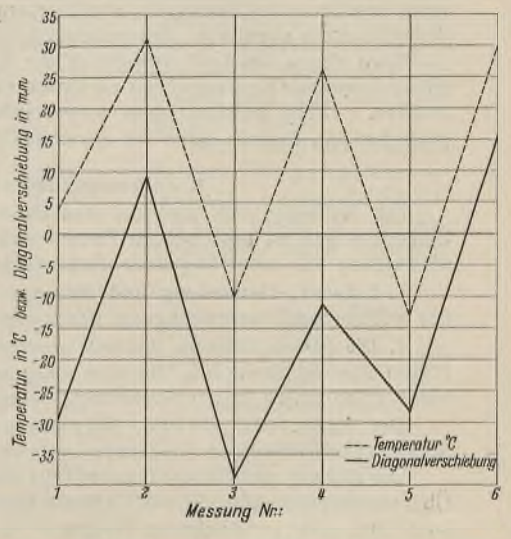


Bild 21.
Darstellung der Formänderungen der Mittelhalle infolge Bewegung der Lager bei Temperaturänderungen.



Diagonalverschiebung

Messung 1: $-\sqrt{24^2 + 17^2} = -29{,}4$ mm
„ 2: $+\sqrt{7^2 + 6^2} = +9{,}2$ „
„ 3: $-\sqrt{30^2 + 25^2} = -39{,}0$ „
„ 4: $-\sqrt{5^2 + 10^2} = -11{,}2$ „
„ 5: $-\sqrt{20^2 + 20^2} = -28{,}3$ „
„ 6: $+\sqrt{12^2 + 10^2} = +15{,}6$ „

Bild 22. Diagonalbewegung des Punktes c (Bild 16) in Abhängigkeit von den Temperaturen.

Die Verschiebungen sind in Bild 21 in verzerrtem Maßstabe für die einzelnen Messungen dargestellt. Es ist je eine Messung im Sommer und im Winter vorgenommen. Man sieht, daß die Verschiebungen der Seiten b—c und c—d nicht parallel zu der ursprünglichen Lage vor sich gegangen sind. Das dürfte seinen Grund darin haben, daß die Seite c—d morgens von der Ostsonne und die Seite b—c mittags und nachmittags von der Süd- bzw. Südwestsonne beschienen wurden. Da der Rollenkasten und die Traufträger der unmittelbaren Sonnenbestrahlung ausgesetzt waren, trat eine größere Verlängerung dieser beiden Seiten auf. Zu der Messung 1 sei bemerkt, daß die ausgezogene Stellung diejenige darstellt, die sich ergeben hat gegenüber der Messung am 5. September 1929 bei + 27° C. Diese letzte Stellung ist punktiert gezeichnet und als im Grundriß überall rechtwinklig angenommen. In Wirklichkeit dürfte aus den vorgenannten Gründen der Punkt c vorgeeilt gewesen sein; bei der niedrigen Temperatur von + 4° C bei Messung Nr. 1 wird dagegen die rechtwinklige Lage vorhanden gewesen sein.

Daß bei Messung 2 die Seite a—b sich verhältnismäßig mehr verlängert hat als die Seite a—d, dürfte seinen Grund darin haben, daß am Nachmittag auch schon der Rollenkasten der Seite a—b der Sonne ausgesetzt war, während die Seite a—d stets im Schatten liegt.

Wenn man Messung 4 bei + 26° C vergleicht mit der Ausgangsstellung bei + 27° C, so fällt zunächst auf, daß bei dem Unterschied von 1° der Eckpunkt c noch zurückgeblieben ist. Wenn man jedoch die Zeiten vergleicht und beachtet, daß die Messung Nr. 4 bereits um 12 Uhr erfolgte, die Feststellung bei der Grundstellung jedoch um 16 Uhr, so erklärt sich das Zurückbleiben des Eckpunktes c. Aus demselben Grunde ist auch bei der Messung 6, die um 15 Uhr bei + 30 ° erfolgte, eine größere Ausdehnung vorhanden als bei Messung 2 bei + 31° um 13 Uhr.

Schließlich fällt zunächst noch bei der Messung 5 auf, daß bei — 13° die Verschiebungen von δ_1 und δ_2 sowie auch δ_3 geringer sind als die gleichen Verschiebungen bei Messung 3 bei — 10° und daß nur die Verschiebung δ_4 größer ist als die gleiche bei der Messung 3. Eine Erklärung hierfür liegt nämlich darin, daß der linke Teil der Halle zwischen der Wand b—c und der ersten Stützenreihe rechts neben dieser Wand ein geschlossener Raum vorhanden ist (s. Bild 1 u. 16), weil von der hinteren Giebelwand bis zur Torwand in der Ebene dieser Stützenreihe eine Wand gezogen ist, welche die Bewegung der Pendelstützen mitmacht. Wenn nun die Tore vor diesem abgeschlossenen Raum geschlossen sind, so bleibt die Temperatur darin höher als in dem rechten Raum daneben, wenn darin die Tore geöffnet sind, und das war an dem Tage der Messung 5 der Fall. Die Wand b—c und Teile der Wände a—b und c—d waren daher nicht so sehr abgekühlt wie die Wand a—d, bei der dann die größte Bewegung auftrat (vgl. hierzu auch die Tabelle).

In dem Bild 22 ist die Diagonalverschiebung des Punktes c (s. Bild 16) in der Abhängigkeit von der Temperatur bei den Messungen 1 bis 6 noch einmal dargestellt.

Man sieht, daß die Verschiebung ziemlich genau den Temperaturschwankungen gefolgt ist.

Auf Grund der Meßergebnisse wie auch der Tatsache, daß das Bauwerk nach fünfjähriger Benutzung keinerlei Mängel aufweist, weder Glasbruch noch Decken- oder Wandrisse, kann wohl mit Recht behauptet werden, daß die gewählte Konstruktion sich bewährt hat. Wären die Bewegungsmöglichkeiten der Halle nicht vorgesehen, so würden sich nicht unbedeutende Nebenspannungen und außerdem wahrscheinlich auch Beschädigungen an der Hallenkonstruktion ergeben haben.

Schlußbemerkung.

Die zusätzlichen Kosten, die durch die oben beschriebene Lagerung der Mittelhalle entstanden und bei der Nebenspannungen so gut wie ausgeschlossen sind, haben im Vergleich zu den Gesamtkosten keine besondere Bedeutung. Immerhin besteht aber die Tatsache, daß der Konstrukteur, der durch besondere Maßnahmen, ohne dazu gezwungen zu sein, die Nebenspannungen ausschaltet, noch besondere Kosten aufwenden muß, während es folgerichtig wäre, wenn für derartig durchgeführte Bauwerke die zulässigen Beanspruchungen heraufgesetzt würden.

Alle Rechte vorbehalten.

Die australischen Vorschriften für geschweißte Bauwerke.[1])

Von Dr.-Ing. K. Klöppel, Berlin.

Die Einführung der Schweißtechnik im Stahlbau ist gegenwärtig in starkem Maße von den baupolizeilichen Vorschriften abhängig, während die Niettechnik im gleichen Stadium ihrer Entwicklung kaum an behördliche Bestimmungen gebunden war. Diese Tatsache ist für die an der Schweißtechnik interessierten Kreise Grund genug, ganz allgemein der Förderung der Schweißvorschriften ihre besondere Aufmerksamkeit zu widmen. Auch das Studium ausländischer Vorschriften gehört zu diesen Aufgaben, denn es läßt sich dadurch manche wertvolle Anregung gewinnen. Im vorliegenden Falle kommt hinzu, daß es sich um die Schweißvorschriften eines Landes handelt, das auf schweißtechnische Erfahrungen verweisen kann, die beim Internationalen Kongreß für Brückenbau und Hochbau im Jahre 1932 in Paris überraschen mußten. Schon damals hatten die Australier eine beträchtliche Anzahl geschweißter Stahlbauwerke aufzuweisen.

Die von einem Sonderausschuß für Schweißtechnik ausgearbeiteten und vom Australischen Normenausschuß herausgegebenen Vorschriften gelten nur für Hochbauten. Demgemäß enthalten sie auch keine Formeln und Angaben für die Berechnung und formgerechte Durchbildung dynamisch beanspruchter Bauwerke, wie überhaupt die rein schweißtechnischen Gesichtspunkte gegenüber den konstruktiven beträchtlich überwiegen.

Nach einem das Geltungsbereich der Vorschriften behandelnden Abschnitt folgen die Bestimmungen zur Gewährleistung zuverlässiger Schweißarbeiten. Diese weichen nicht unwesentlich von den entsprechenden deutschen ab, deshalb seien sie etwas ausführlicher dargelegt.

I. Zulassungsprüfungen.

Der Auftragnehmer darf die Ausführung von Stahlhochbauten oder Umänderungen an bestehenden Bauten unter Benutzung der Lichtbogenschweißung nur unter folgenden Bedingungen übernehmen:

1. Entwurf, Herstellung und Montage des Bauwerks müssen unter der allgemeinen Beaufsichtigung durch einen Fachingenieur erfolgen.

2. Die Schweißarbeiten müssen unmittelbar und dauernd durch eine Person überwacht werden, die eine entsprechende Ausbildung und praktische Erfahrungen in der Ausführung derartiger Arbeiten besitzt.

Der Besitz des „Überwachungsscheines" des Australischen Schweißtechnischen Instituts befähigt zum Überwachungsdienst.

Der Anhang der Vorschrift enthält die Bedingungen zur Erlangung des Überwachungsscheines, die wohl deshalb interessieren, weil wir in Deutschland jetzt auch vor ähnlichen Aufgaben bei dem Aufbau des Schweißerberufes stehen. Danach kann der „Überwachungsschein" an jede Person ausgegeben werden, die ein Mindestalter von 25 Jahren hat, die erforderliche Ausbildung nachweist und vor der Eintragungsbehörde eine befriedigende Prüfung ablegt.

An Ausbildung wird gefordert: Nachgewiesene Lehrzeit in der Metallindustrie und daran anschließend vierjährige Schweißpraxis, oder nachgewiesene Lehrzeit in der Metallindustrie und das Schweißerzeugnis des „Working Men's College", Melbourne (oder einer anderen anerkannten Fachschule), und zwei Jahre Schweißpraxis, an die Lehrzeit anschließend oder sieben Jahre Schweißpraxis.

Die vor der Eintragungsbehörde abzulegende Prüfung besteht aus einem theorischen und einem praktischen Teil.

Bei der theoretischen Prüfung werden verlangt: Elementarkenntnisse aus der Elektrizitätslehre, soweit sie für die Elektroschweißung in Betracht kommt (Gleichstrom, Wechselstrom, Leiter, Isolatoren, Sicherungen, Transformatoren, Drosseln, Widerstand, Umformer, Polarität, Bau der Apparate und Geräte, Anschluß und Behandlung der Apparate und Geräte, Auffindung von Fehlern in der elektrischen Ausrüstung, Kraftversorgung und Stromverbrauch, wirksame Erdungsanlagen); Schutz der Schweißer (erste Hilfe bei elektrischen Unfällen); Metallurgie (Kenntnis der Warmbehandlung schweißbarer Metalle, deren Zusammensetzung, Anwendung der verschiedenen Schweißdrähte, Wirkung von Einschlüssen, Lichtbogenlänge usw.); Festigkeitslehre (Festigkeit des Schweißwerkstoffes, Eigenschaften schweißbarer Metalle, Schrumpfspannungen, Seitenschweißung, Stumpfschweißung, Ausbesserungsarbeiten); praktische Kenntnisse (Vorbereitung der Werkstücke, allgemeine Anlage des Arbeitsplatzes, Reihenfolge der Schweißungen zur Vermeidung von Verformungen, Auftragsschweißung für abgenutzte Teile, Schweißung mehrlagiger Nähte, Herstellung von Prüfstücken für die Schweißerprüfungen, Prüfung der Schweißnähte). Hinweise auf Kenntnisse in der Baustatik fehlen, dagegen entsteht der Eindruck, als ob Schrumpfspannungen in ihrer Bedeutung für die Festigkeit von Schweißverbindungen vollkommen geklärt und dementsprechend leicht erfaßbar sind.

Bei der praktischen Prüfung sind Schweißungen unter Benutzung nackter und ummantelter Schweißdrähte in senkrechter und waagerechter Lage sowie überkopf herzustellen.

3. Die Schweißarbeiten müssen von Schweißern ausgeführt werden, welche eine entsprechende Ausbildung und praktische Erfahrungen haben. Als Befähigungsnachweis gilt der „Schweißerschein A" des Australischen schweißtechnischen Institutes.

Nach den Bedingungen zur Erlangung des „Schweißerscheines A" kann dieser an jede Person ausgegeben werden, welche die erforderliche Ausbildung nachweist und vor der Eintragungsbehörde eine befriedigende Prüfung ablegt. An Ausbildung wird gefordert:

Nachgewiesene Lehrzeit in der Metallindustrie und daran anschließende zweijährige Praxis als Schweißer oder nachgewiesene Lehrzeit in der Metallindustrie und das Schweißerzeugnis des „Working Men's College", Melbourne, oder einer anderen anerkannten Schule. Das Schulzeugnis kann entweder während der Lehrzeit oder daran anschließend erworben werden. Als gleichwertig gelten fünf Jahre Praxis als Schweißer.

Die Prüfung umfaßt wiederum einen praktischen und einen theoretischen Teil. Die praktische Prüfung ist die gleiche wie beim „Schweißungs-Überwachungsschein", während die theoretische Prüfung weniger umfangreich ist, aber für einen Handwerker immer noch erstaunlich viel Kenntnisse verlangt.

Anschließend wird zunächst darauf hingewiesen, daß der Grundwerkstoff den Bestimmungen der einschlägigen Australischen Normen und der Schweißdraht den „Vorschriften für Schweißdrähte für Lichtbogenschweißungen" (A. S. S. Nr. A 18) genügen soll. Diese Vorschriften sind in einem Anhang wiedergegeben; sie enthalten umfangreiche Bestimmungen über die Kennzeichnung der Schweißdrähte, deren physikalische Eigenschaften und die Prüfung des Schweißwerkstoffes und der Nähte. Die wichtigsten Bestimmungen sind:

Die Schweißdrähte sowie deren Verpackung müssen gekennzeichnet werden durch den Namen des Herstellers oder das Warenzeichen, die Drahtdicke und die Güteklasse oder den Verwendungszweck. Entsprechende Angaben auf der Verpackung sollen es außerdem ermöglichen, die Charge festzustellen, aus der die betreffenden Drähte stammen.

Tafel 1. Schweißdrahtdicken.

S. W. G. Nr.	Drahtkerndurchmesser mm	
	Kleinstwert	Größtwert
12	2,6	2,7
10	3,2	3,3
8	4,1	4,2
6	4,9	5,0
4	5,9	6,0

Als Drahtdicke gilt der Drahtkerndurchmesser, der sich in den Grenzen gemäß Tafel 1 halten muß. Diese gibt die vorgesehenen Drahtdicken nach der englischen Drahtlehre (S. W. G.) wieder.

Es werden nur zwei Güteklassen unterschieden: Gewöhnliche Güte (Ordinary grade) und Bau-Güte (Structural grade).

Die Zugehörigkeit zu einer der beiden Güteklassen wird durch die physikalischen Eigenschaften des Schweißwerkstoffes bestimmt. Hierzu dienen genormte Probestücke, die vorschriftsmäßig herzustellen sind. Die zu benutzenden Stromstärken (Gleich- oder Wechselstrom) und die Abmessungen der Schweißlagen gibt Tafel 2 an.

Tafel 2.
Stromstärken für die Herstellung von handgeschweißten Prüfstücken.

Schweißdrahtdicken		Länge der gelegten Raupe in mm je 425 mm Schweißdrahtlänge	Schweißstrom
S. W. G. Nr.	Durchmesser mm		Amp.
12	2,6	102 bis 152	80 bis 110
10	3,3	152 „ 203	110 „ 130
8	4,1	203 „ 254	130 „ 160
6	4,9	279 „ 330	160 „ 200
4	5,9	356 „ 357	180 „ 250

Die allgemeinen Regeln für die Herstellung der Prüfstücke sind ausführlicher gehalten als bei uns. Die Prüfkörper dürfen nach der Schweißung nicht ausgeglüht oder einer sonstigen Warmbehandlung unterworfen werden. Bleche und Stäbe für Probestücke müssen aus weichem (niedrig gekohltem!) Stahl bestehen, entsprechend den „A. S. S. Nr. A 1, Baustahl".

Folgende Versuche sind durchzuführen: 1 Schweißwerkstoff-Zugversuch, 1 Stumpfnahtzugversuch, 1 Kaltbiegeversuch, 5 Kerbschlagversuche, 1 Stirnkehlnahtversuch, 1 Längskehlnahtversuch.

Bild 1 zeigt das Probestück, das unterteilt wird für den Schweißwerkstoff-Zugversuch und die 5 Kerbschlagproben. Zwei Bleche werden durch eine V-Naht mit einem Winkel von 90° verbunden. Der Schweißwerkstoff wird in mehreren Lagen aufgebracht, bis die Naht eine Wulst von rd. 3 mm aufweist. Durch eine einfache Raupe ist die Naht auf der Rückseite zu verstärken.

Zuerst wird der für den Schweißwerkstoff-Zugversuch bestimmte Teil herausgeschnitten und aus ihm der in Bild 1 punktiert eingezeichnete

[1]) Nach einem Vortrag in der Stunde der Schweißtechnik des Fachausschusses für Schweißtechnik beim VDI am 8. Oktober 1934 im Ingenieurhaus, Berlin.

Normalprüfstab gedreht. Seine Einspannenden sind schon vorher durch Aufschweißungen verstärkt. Der Prüfstab wird mit feinem Schmirgelleinen poliert, um etwaige Bearbeitungsrillen oder Kratzer zu beseitigen.

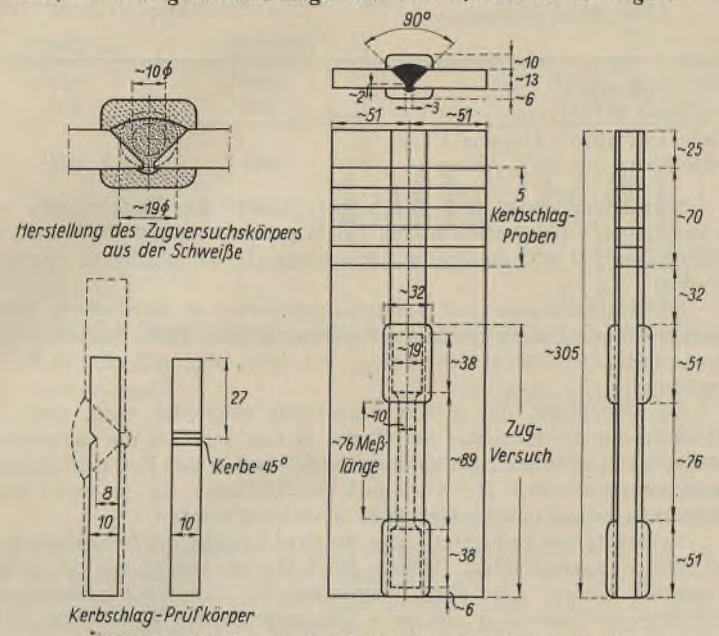


Bild 1. Prüfkörper für Schweißwerkstoffzugversuch und Kerbschlagversuch.

Bei dem mit diesem Prüfstab durchgeführten Zugversuch sollen folgende Mindest-Bruchfestigkeiten erreicht werden:

Bei „Structural grade"-Schweißdrähten . $\sigma_{Br} = 4410$ kg/cm²
„ „Ordinary grade"- „ „ . $\sigma_{Br} = 3465$ „

Einen vergleichbaren Versuch enthält weder DIN 4100 noch DIN 1913. Der verbleibende Teil des Probestückes wird dann durch Fräsen oder Hobeln auf eine Dicke von 10 mm gebracht. Saubere maschinelle Bearbeitung genügt. Daraus gewinnt man durch Fräsen oder Sägen 5 Kerbschlag-Versuchstäbe nach Jzod mit den in Bild 1 angegebenen Abmessungen. Die Normalkerbe liegt in der Mittellinie der Stumpfschweißung und an der offenen Seite der V-Naht.

Der Kerbschlag-Versuch muß ergeben für „Structural grade"-Schweißdrähte 4,15 mkg und für „Ordinary grade"-Schweißnähte 2,76 mkg.

In DIN 1913 sind nur die Probenform und die Temperatur für die Versuchsdurchführung vorgeschrieben, aber nicht die Mindestwerte für die Schlagarbeit.

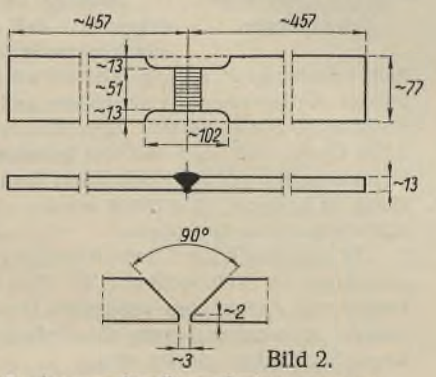


Bild 2. Prüfkörper für Stumpfnahtzugversuch.

Bild 2 zeigt das Probestück für den Stumpfnaht-Zugversuch. Zwei Bleche mit 3 mm Wurzelabstand werden durch eine V-Naht mit einem Winkel von 90° zusammengeschweißt. Nachschweißung auf der Wurzelseite ist Vorschrift. Die Nahtwülste sind auf beiden Seiten zu entfernen. Verlangt werden die gleichen Mindest-Bruchfestigkeiten wie beim Schweißwerkstoff-Zugversuch. Der vergleichbare Wert der DIN 4100 beträgt $\sigma_{Br} = 3700$ kg/cm². Der zu verwendende Grundwerkstoff hat eine höhere Mindestfestigkeit (etwa 4400 kg/cm²) als unser St 37, daher kann bei dieser Probe für den besseren Schweißdraht $\sigma_{Br} = 4410$ kg/cm² gefordert werden.

Das Probestück für den Kaltbiege-Versuch (Biegedehnungsversuch) zeigt Bild 3. Auf ein Blech aus weichem Stahl wird Schweißgut aufgebracht. Das Probestück wird dann so weit abgearbeitet und geglättet, bis der im Bild 3 stark ausgezogene Stab entsteht. Die Schweißgutseite erhält in Abständen von 12,7 mm Teilstriche. Das Probestück wird dann um eine Walze von 39 mm Durchmesser gebogen, wobei sich natürlich die geschweißte Fläche an der konvexen Seite des gebogenen Stabes befindet. Das Biegen ist so lange fortzusetzen, bis Anrisse im Schweißwerkstoff feststellbar sind. Die Dehnung ist über den Anrissen zwischen den nächstgelegenen Teilstücken zu messen. Als Mindestwerte für diese „Biegedehnung" gelten:

25% auf 12,7 cm Meßlänge für „Structural grade" - Schweißdrähte
12% auf 12,7 cm Meßlänge für „Ordinary grade" - Schweißdrähte.

Unter der rohen Annahme, daß bei diesem Biegevorgang die Bernoulli-Navierschen Hypothese vom Ebenbleiben der Querschnitte noch ungefähr erfüllt wird, lassen sich aus diesen Dehnwerten Biegewinkel von 13° und 30° errechnen. In DIN 4100 wird für St 37 und St 52 bei einer Stumpfnahtprobe ein Biegewinkel von 50° gefordert, der insbesondere bei St 52 und nicht ummantelten Schweißdrähten nicht unbeträchtliche Schwierigkeiten bereitet. Der tatsächlichen Dehnfähigkeit der Schweißverbindung im Stahlbauwerk wird man wahrscheinlich mit der australischen Biegedehnungsprobe näher kommen als mit dem Faltversuch in DIN 4100. Maße für Durchmesser und Abstand der Rollen der Biegeeinrichtung sind nicht angegeben. Sie spielen hier allerdings im Gegensatz zum Faltversuch eine gänzlich untergeordnete Rolle.

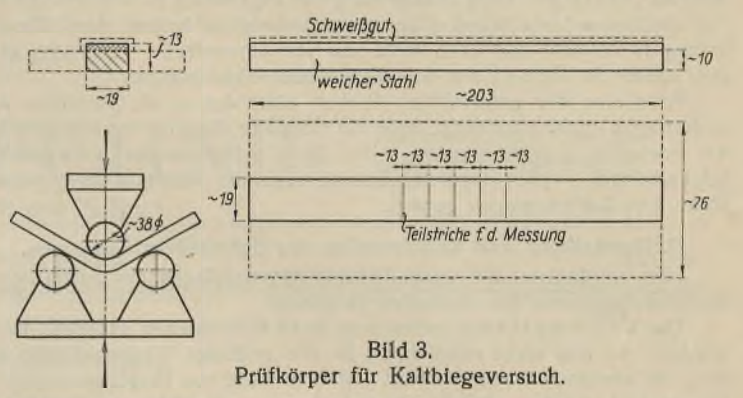


Bild 3.
Prüfkörper für Kaltbiegeversuch.

Bild 4 zeigt das Prüfstück für den Flankenkehlnaht-Versuch, auf den wir jetzt in DIN 4100 wegen der leichten Befriedigung dieser Forderung

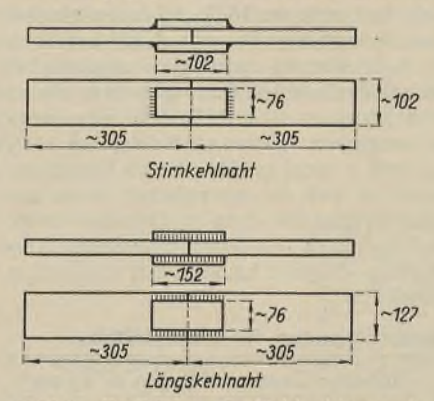


Bild 4. Prüfkörper für Kehlnahtversuch.

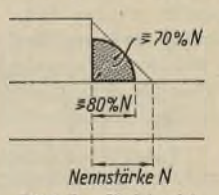


Bild 5. Kehlnahtabmessungen.

verzichtet haben. Außerdem wird hier aber noch eine Stirnkehlnahtprobe untersucht. Blech- und Nahtdicken sind aus Tafel 3 zu entnehmen.

Tafel 3. Abmessungen der Kehlnaht-Versuchstäbe.

Schweißdrahtdicke S.W.G.	Schweißdrahtdicke mm	Nahtdicke mm	Nenn-Bruchdicke mm	Bruchdicke Kleinstwert mm	Bruchdicke Größtwert mm	Geringste Blechdicke Längsnaht Hauptblech mm	Geringste Blechdicke Längsnaht Lasche mm	Geringste Blechdicke Stirnnaht Hauptblech mm	Geringste Blechdicke Stirnnaht Lasche mm	Angenäherte Länge der gelegten Raupe für je 425 mm Schweißdrahtlänge
12	2,6	4,8	3,3	2,5	4,1	12,7	9,5	12,7	9,5	152
10	3,3	4,8	3,3	2,5	4,1	12,7	9,5	12,7	9,5	203
8	4,1	6,4	4,6	3,8	5,3	15,9	12,7	15,9	9,5	203
6	4,9	7,9	5,6	4,6	6,6	19,1	15,9	15,9	12,7	229
4	5,9	7,9	5,6	4,6	6,6	19,1	15,9	15,9	12,7	330

Die Nahtschenkel müssen eine Länge von 80% der Nenndicke (s. Bild 5) besitzen. Die Flankenkehlnähte können durchgehend geschweißt und dann an der Verbindungsstelle der beiden Hauptbleche getrennt werden. Die Endflächen der Nähte sind so weit abzuarbeiten, bis sie mit der Stirnfläche der Lasche bündig liegen.

Die erforderlichen Mindestfestigkeiten enthält Tafel 4.

Tafel 4. Kehlnaht-Festigkeit.

Güteklasse	Schweißdrahtdicke S. W. G. Nr.	Schweißdrahtdicke ∅ mm	Kehlnahtdicke mm	Kleinstwert der Festigkeit der Naht Längsnaht t/cm	Kleinstwert der Festigkeit der Naht Stirnnaht t/cm
„ordinary grade"	12	2,6	4,8	0,9	1,16
	10	3,3	4,8	0,9	1,16
	8	4,1	6,4	1,3	1,56
	6	4,9	7,9	1,6	1,92
	4	5,9	7,9	1,6	1,92
„structural grade"	12	2,6	4,8	1,2	1,44
	10	3,3	4,8	1,2	1,44
	8	4,1	6,4	1,6	2,00
	6	4,9	7,9	2,0	2,48
	4	5,9	7,9	2,0	2,48

Die Proben, deren Anzahl bereits auf S. 6 angegeben wurde, sind für jede einzelne Drahtdicke und jede Güteklasse durchzuführen. Diese große Probenanzahl wird einigermaßen verständlich, wenn man sich vergegenwärtigt, daß diese Prüfung gleichzeitig eine Zulassungsprüfung für Schweißdrähte und nicht zwangsläufig und regelmäßig zu wiederholen ist. Nur auf besonderen Wunsch der Aufsichtsbehörde kommt eine Wiederholung in Betracht und dann wohl nur von einem Teil. Ganz klar geht aber dieser Sachverhalt aus den Vorschriften nicht hervor.

Falls eine der untersuchten Proben einer der an sie gestellten Anforderungen nicht entspricht, muß die doppelte Anzahl der betreffenden Art nochmals geprüft werden. Die für die Probestücke verwendeten Schweißdrähte werden dann zugelassen, wenn die Mehrzahl der geprüften Stäbe den Anforderungen genügt.

II. Herstellung und Konstruktion der Schweißverbindungen.

Hier werden nur die wesentlichsten Abweichungen der australischen Bestimmungen von den deutschen mitgeteilt.

Die V-Stumpfnähte müssen an ihren Wurzelseiten nachgeschweißt werden. Ist dies nicht möglich, so ist die zulässige Beanspruchung um 50% zu vermindern und die Naht darf dann nicht von Biegungsmomenten beansprucht werden, deren Wirkungsebene senkrecht zur Längsachse der Stumpfnaht steht. In diesen Fällen sollen der Abschrägungwinkel, der sonst mindestens 70° (bei uns 60°) betragen soll, und der Zwischenabstand der zu verschweißenden Bleche besonders groß gewählt werden, um das Durchschweißen zu erleichtern.

Die Querschnittsdicke der Naht soll etwa um 10% größer sein als diejenige der Bleche. Andernfalls ist die zulässige Beanspruchung um 10% zu vermindern, es sei denn, die Nahtwulst ist nachträglich abgearbeitet worden. Als Maß a für die Berechnung der Naht gilt deren gesamte Dicke.

Die zulässigen Beanspruchungen sind in Tafel 5 zusammengestellt und mit unseren Werten verglichen. Dabei sind diese um 10% verringert, weil unser Rechnungsmaß a nicht größer als die Blechdicke eingesetzt werden darf. Beachtlich ist, daß die australischen Werte unabhängig sind von den zulässigen Beanspruchungen im Grundwerkstoff, was sich wohl daraus erklärt, daß bisher in Australien umfassende Vorschriften für den Stahlhochbau fehlten. England hat auch erst vor kurzem solche Bestimmungen herausgebracht.

Tafel 5. Zulässige Beanspruchungen für Stumpfnähte.

Schweißdraht-Güteklasse	Zulässige Beanspruchungen in kg/cm²		
	Zug	Druck	Abscherung
„Structural grade"	1100	1100	880
„Ordinary grade"	790	790	630
Nach DIN 4100 (Ausgabe 1934), Hochbau; mit 10% Abzug	1080	1120 (i. a. Verminderung durch ω-Wert)	940

Die Gegenüberstellung zeigt, daß unsere Werte in der Nähe der für den „Structural grade"-Schweißdraht zulässigen Beanspruchungen liegen, zum Teil auch darüber.

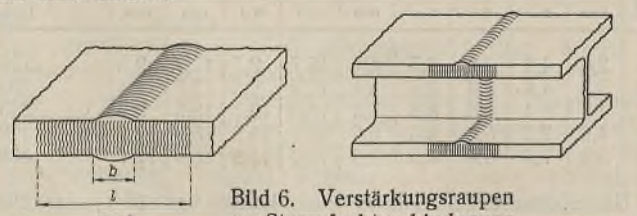


Bild 6. Verstärkungsraupen an Stumpfnahtverbindungen.

Gemäß Bild 5 sollen die Stumpfnähte an den Seitenflächen des Bleches oder Flansches noch Zusatznähte erhalten, deren Länge mindestens so groß sein muß wie die zweifache obere Weite der Naht. Die beabsichtigte Verstärkung kann bei statisch belasteten Baugliedern eintreten, bei dynamisch belasteten dürfte dadurch aber meist eine Schwächung hervorgerufen werden.

Bei der Kennzeichnung der Kehlnähte spielt die aus Bild 5 ersichtliche Nennstärke N eine Rolle. Die „Bruchdicke" der Naht darf nicht kleiner als 70%, die Schenkellänge nicht kleiner als 80% der Nennstärke sein. Die erste Forderung muß bei annähernd gleichschenkligem Nahtquerschnitt aus geometrischen Gründen stets erfüllt sein, auch bei konkaven Nähten. Sie könnte gegen die Verwendung allzu ungleichschenkliger Nähte schützen, wenn die Tangente stets dort an die Umrißlinie des Nahtquerschnitts zu legen ist, wo die Naht die geringste Dicke hat. Ein näherer Hinweis fehlt leider. Die zweite Forderung verhindert die Verwendung sehr konvexer Nähte (nach DIN 4100 mit großem $\measuredangle a$).

Die zulässigen Beanspruchungen gibt Tafel 6 wieder. Wesentlich ist, daß die Längsnaht nicht so hoch wie die Stirnnaht beansprucht werden darf. Veranlassung hierzu gab wohl die ungleichmäßige Verteilung der Schubspannungen längs der Flankenkehlnähte. Bei dynamischen Belastungen kann aber bekanntlich in besonderen Fällen die Stirnnaht mehr als die Flankenkehlnaht zu Besorgnissen Anlaß geben.

Tafel 6. Zulässige Beanspruchungen für Kehlnähte.

Schweißdraht-Güteklasse	Zulässige Belastungen in kg je cm² Nahtquerschnitt	
	Stirnnaht	Längsnaht
„Structural grade"	1100	870
„Ordinary grade"	800	630
Nach DIN 4100 (Ausgabe 1934), Hochbau; mit 10% Abzug . .	940	940

Schweißdrahtdicke und Blechdicke, sowie die Abmessungen der Schweißlagen sollen nach weiteren Tafeln geregelt werden. Nach unseren Erfahrungen hat sich die Freiheit in solchen Herstellungsfragen durchaus bewährt.

Bei Ausbesserungs- und Verstärkungsarbeiten an Bauwerken, deren Werkstoff den Normen für Baustahl nicht entspricht, dürfen die zulässigen Beanspruchungen in der Schweißung nur 80% der mitgeteilten Werte erreichen.

Die Nahtlänge, die in die Berechnung eingesetzt wird, muß mit Rücksicht auf die Endkrater um 13 mm kleiner sein als die tatsächliche Länge, wenn nicht die Naht an ihren beiden Enden um je 6 mm „herumgezogen" wird. Nach DIN 4100 muß die Nahtlänge für je einen Endkrater mindestens um die Nahtdicke a verkürzt werden.

Kehlnähte von geringerer Länge als das Dreifache der Nennstärke sind rechnerisch auszuschalten. Unsere Mindestlänge von 40 mm ist mithin wesentlich größer. Eine obere Begrenzung der rechnerisch ausnutzbaren Nahtlänge (bei uns 40 a) gibt es in den australischen Vorschriften nicht.

Unterbrochene Kehlnähte sind gestattet, allerdings mit Mindestlängen der einzelnen Schweißnähte von 76 mm und Größtlängen der Unterbrechungen von 230 mm. In DIN 4100 ist die entsprechende Bestimmung allgemeiner gefaßt.

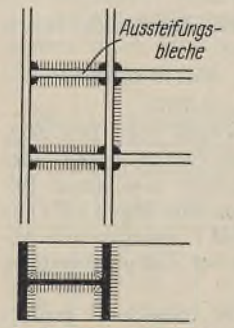


Bild 7. Geschweißte Rahmenecke mit Aussteifungen.

Sind zwei Bauteile durch Schweißung so miteinander verbunden, daß die Spannungen in der Schweißnaht auf Bauteile unterschiedlicher Steifigkeit übertragen werden, so soll durch Anordnung von Aussteifungen für möglichst gleichmäßige Spannungsverteilung gesorgt werden. Leider ist hierzu kein Beispiel gegeben. Eine zweckmäßige Anwendung könnte diese Bestimmung auf die Eckverbindung zwischen Stütze und Unterzug nach Bild 7 finden. Dieser Konstruktionsgrundsatz ist zweifellos richtig. Auf ihn ist auch in unserem Fachschrifttum schon hingewiesen worden[2]).

Sonstige baukonstruktive Anweisungen lassen erkennen, daß bei geschweißten Deckenträgeranschlüssen leider nicht näher erläuterte „sekundäre Spannungen" sehr gefürchtet werden. Daher empfiehlt man, gelenkige Auflagerungen vorzuziehen und für Stoßlaschen von Trägern nur erstklassige Schweißdrähte zu verwenden. Mit unseren Auffassungen über diese Dinge und auch mit der besonderen Eignung der Schweißung als Verbindungsmittel des Kontinuums sind diese Anweisungen kaum in Einklang zu bringen. Vielleicht würden aber nähere Erklärungen mögliche Mißverständnisse beseitigen.

In grundsätzlicher Übereinstimmung mit unseren neuen Berechnungsgrundlagen für Stahlhochbau (DIN 1050) brauchen nur 50% der in Stützenstößen und -fußpunkten wirkenden Druckkräfte auf die Schweißnähte gerechnet zu werden, wenn die Endquerschnittsflächen der Stützen oder deren Stoßflächen gefräst sind.

Im Anhang werden durch eine Tafel noch Anhaltspunkte für die Wahl des geeigneten Schweißstromes in Abhängigkeit von der Drahtstärke gegeben. Ferner folgen Angaben über Schweißaggregate, Ausrüstungsgegenstände für die Schweißer, Unfallverhütungsvorschriften usw. Die Normen für Schweißdrähte der Lichtbogenschweißung sind nur Richtlinien für die praktische Handhabung der Kennzeichnung und Klassifizierung nach Drahtdurchmesser. Angaben wie unser DIN-Blatt 1913 enthalten sie nicht.

Zusammenfassend kann gesagt werden, daß in den australischen Vorschriften der rein schweißtechnische Teil sehr umfassend durchgearbeitet ist, der uns manche Anregung für die Weiterentwicklung unserer Vorschriften bieten kann (z. B. durch den Biegedehnungsversuch). Dagegen scheint der Einfluß des Statikers verhältnismäßig gering gewesen zu sein; denn Einzelheiten über die Gestaltung und rechnerische Behandlung der elementaren Konstruktionsformen, wie Stöße, Trägeranschlüsse, sind in diesen Bestimmungen seltener als in DIN 4100.

[2]) Unold, Bemerkungen zur Ausbildung geschweißer Rahmenknoten. Stahlbau 1931, S. 248 u. 311.

INHALT: Der Straßenbahnhof 16 der Berliner Verkehrs-Gesellschaft in Charlottenburg. — Die australischen Vorschriften für geschweißte Bauwerke.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Schriftleitung:
Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernsprecher: C 1 Steinplatz 0011
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernsprecher: Breslau 421 61

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

8. Jahrgang | BERLIN, 18. Januar 1935 | Heft 2

Alle Rechte vorbehalten.

Neuzeitliche Festigkeitsfragen.

Von **W. Kuntze**, VDI.

(Vorgetragen auf der Wissenschaftlichen Tagung des Deutschen Stahlbau-Verbandes am 26. Oktober 1934 gelegentlich seiner Hauptversammlung und seines 30-jährigen Bestehens.)

Mitteilung aus dem Staatlichen Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem.

Wenn von neuzeitlichen Festigkeitsfragen gesprochen wird, so ist damit ein weitgreifender Komplex interessanter und für den Konstrukteur wichtiger Erscheinungen am Werkstoff gemeint, die sich nicht ohne weiteres in den Rahmen der klassischen Anschauungen über die Festigkeit einfügen lassen.

Eine übersichtliche Einordnung dieser neueren Erkenntnisse vom Werkstoff in neuzeitliche praktische Rechnungsgrundlagen der Konstruktionen ist noch nicht abgeschlossen, sie befindet sich im vollen Fluß. Und da für dieses Endziel die Mitarbeit weiter Fachkreise erforderlich wird, so ist es notwendig, sich vorerst in das Wesen der Erscheinungen einzufühlen.

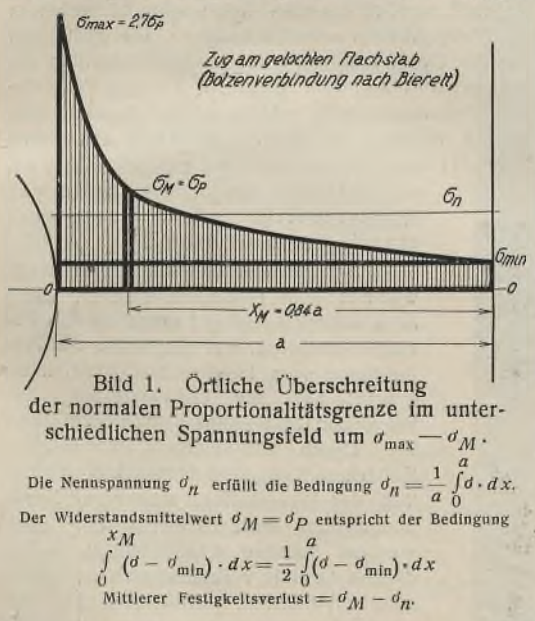


Bild 1. Örtliche Überschreitung der normalen Proportionalitätsgrenze im unterschiedlichen Spannungsfeld um $\sigma_{max} - \sigma_M$.

Die Nennspannung σ_n erfüllt die Bedingung $\sigma_n = \frac{1}{a}\int_0^a \sigma \cdot dx$.

Der Widerstandsmittelwert $\sigma_M = \sigma_P$ entspricht der Bedingung

$$\int_0^{x_M} (\sigma - \sigma_{min}) \cdot dx = \frac{1}{2}\int_0^a (\sigma - \sigma_{min}) \cdot dx$$

Mittlerer Festigkeitsverlust $= \sigma_M - \sigma_n$.

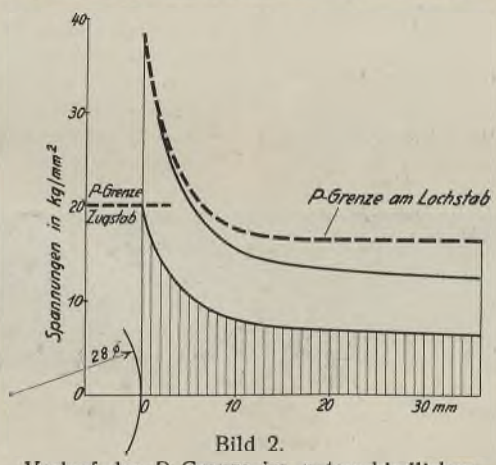


Bild 2. Verlauf der P-Grenze im unterschiedlichen Spannungsfeld. (Ausgewertet nach Eiselin.)

Es tritt eine Anpassung des Materialwiderstandes an das Spannungsfeld ein, d. h., die P-Grenze wird an der Spannungsspitze überhöht, im Spannungstal erniedrigt. Dies widerspricht der Theorie vom plastischen Abbau der Spannungsspitze, wobei die P-Grenze konstant angenommen wird.

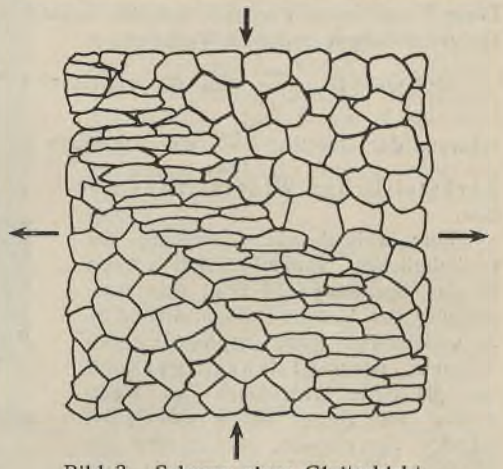


Bild 3. Schema einer Gleitschicht.

Die Festigkeitslehre läßt sich einteilen in die Gebiete

1. der Ermittlung der Anspannungen,
2. der Ermittlung des werkstofflichen Widerstandes.

Das erstere Gebiet, welches dem Bauingenieur als die Statik der Baukonstruktionen geläufig ist, läßt sich auf die neuerdings viel geübte Ermittlung der Spannungstrajektoren in einzelnen Körperelementen, sei es auf Grund mechanischer, optischer oder elektrischer Meßmethoden, erweitern. Das gesamte Gebiet der Spannungsermittlung beruht heute noch wie zur Zeit seiner ersten Entwicklung neben der Meßtechnik auf zwei exakten Wissenszweigen, nämlich der Mathematik und der Elastizitätslehre, und wer diese beiden Grundlagen beherrscht, wird sich in die schwierigsten Fälle einarbeiten können.

Ganz anders verhält es sich mit dem zweiten großen Gebiet der Festigkeitslehre, welches den werkstofflichen Widerstand behandelt. Hier gründen sich die Erscheinungen auf thermische sowie strukturell-physikalische Gesetze der plastischen Verformung und der Kohäsionsüberwindung, die keine so klare Möglichkeit der mathematischen Behandlung abgeben wie die Elastizitätstheorie. Neuerdings behandelt dieser Zweig der Festigkeitslehre das unterschiedliche Widerstandsvermögen des Werkstoffes bei veränderten Spannungsverhältnissen. Dieser Erkenntnis von der Wandlungsfähigkeit der Materialfestigkeit wird heute von weiten Fachkreisen noch nicht Rechnung getragen. Man betrachtet, wie zur Zeit ihrer ersten Erforschung, die Werkstoffestigkeit ganz einfach als prüfmäßig zu ermittelnde Konstante, die — sei es als Streckgrenze oder Dauerfestigkeit — in die Spannungsberechnung eingesetzt wird. Der Materialwiderstand hat aber seine eigene, ihm eigentümliche Statik und Dynamik und das ist der eigentliche Kern der neuzeitlichen Erkenntnis von der Festigkeit.

1. Spannungstechnische und strukturelle Grundlagen für das Verhalten der Werkstoffe bei unterschiedlichen Spannungsfeldern.

Schon im Jahre 1913 erreichte Preuß bei seinen elastischen Messungen an gekerbten Stäben eine Überfestigkeit des Materials an der Spannungsspitze. Preuß war aber eher geneigt, seine eigenen Versuchsergebnisse anzuzweifeln, als eine Fähigkeit des Werkstoffes in Betracht zu ziehen, seine Festigkeit örtlich zu steigern. Die Untersuchungen Eiselins[1]) ließen erkennen, daß an der Spannungsspitze des unterschiedlichen Spannungsfeldes eines Lochstabes eine Überfestigkeit und im Spannungstal eine Unterfestigkeit auftritt. Eiselin selbst spricht schon von einer elastischen Festigkeitsanpassung, ohne daß seine grundlegenden Hinweise genügend Widerhall bei der Allgemeinheit gefunden hätten. Später wies dann Bierett[2]) an einem sorgfältigen Versuchsbeispiel mit besonderem Nachdruck auf eine Überhöhung der Proportionalitätsgrenze an der Spannungsspitze um das 2,7fache des Normalwertes hin (Bild 1). Die ersten systematisch angelegten Versuchsreihen über die Erhöhung der Biegefestigkeit als Folge unterschiedlicher Spannungsverteilung brachten Thum und Wunderlich[3]), welche den Grundsatz aufstellten, daß die weniger beanspruchten Materialzonen mittragen

[1]) O. Eiselin, Bauing., Bd. 5 (1924), S. 247/52 u. 281/83.
[2]) G. Bierett, Mitt. d. dtsch. Mat.-Prüf.-Anst., Sonderh. 15 (1931).
[3]) A. Thum und F. Wunderlich, Forschung, Bd. 3 (1932), S. 261/70

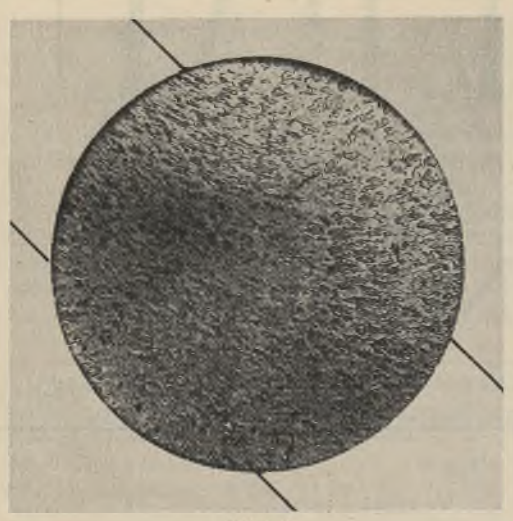


Bild 4.
Gleitschichtenbildung nach starker Verformung bei Stahl entsprechend Bild 3. $V = 50$.

Bild 5.
Grobe Gleitschichtenbildung, erzeugt durch Drücken eines schräggekerbten Stahlkörpers.

Bild 8. Unterbrechung der Gleitschicht durch Risse, erzeugt an einem gedrückten Holzwürfel. $V = 4{,}5$.

helfen; eine These, die vor vielen Jahren von Rudeloff ausgesprochen wurde.

Dieser Grundsatz bedingt, daß der überbeanspruchte und der unterbeanspruchte Teil des tragenden Querschnitts etwa gleichviel an Kräften aufnehmen, so daß die normale Proportionalitätsgrenze einen Widerstandsmittelwert σ_M darstellt, welcher nicht etwa der mittleren Anspannung, die als Nennspannung σ_n bezeichnet wird, gleichzusetzen ist (Bild 1)[4]. Diese Verhältnisse wechseln mit der Gestalt des Spannungsfeldes, der Querschnittsform und dem Werkstoff.

Der Quotient $\frac{\sigma_{max}}{\sigma_n}$ wird als elastische Formziffer bezeichnet, während der Quotient $\frac{\sigma_{max}}{\sigma_M}$ einen Maßstab für die Überhöhung des werkstofflichen Widerstandes abgibt.

Eine weitgehende Anpassung der veränderlichen Proportionalitätsgrenzen an das Spannungsfeld zeigt eine Auswertung der Versuche Eiselins (Bild 2). Je vollständiger diese Anpassung sich vollzieht, desto gleichzeitiger wird der plastische Widerstand des Werkstoffes auf ganzer Breite des Querschnitts überwunden, wohingegen die überholte Theorie vom plastischen Abbau der Spitzenspannung eine an der Spitze beginnende, nacheinander eintretende zonenweise Überwindung voraussetzt.

Das gleichwertige Mittragen des ganzen Querschnitts läßt sich folgendermaßen aus den Vorgängen im Gefüge begründen: Die Überwindung des stofflichen Widerstands geschieht nach einem Mechanismus von Gleitschichten, die sich durch gleichzeitiges Langstrecken und Umklappen einer durchlaufenden Reihe von Kristallkörnern unter Inanspruchnahme der Kristallgleitflächen ausbilden (Bild 3). Das sind die am Stahl längst bekannten Lüdersschen Fließlinien, die auch bei gesteigerter plastischer Verformung sich immer wieder neu bilden (Bild 4).

Der soeben beschriebene Umklappmechanismus entstand auch an einem gedrückten Stahlkörper, welcher schräg in Richtung größter Schubspannung eingekerbt wurde (Bild 5). Man wäre zu glauben geneigt, daß bei der gegebenen 50%igen Minderung des tragenden Querschnitts infolge der Einkerbung ein glattes Abscheren eintreten müßte. (Die Kerben sind allerdings durch Zusammenpressen wieder unsichtbar geworden). Aber der hier durch Ätzen sichtbar gemachte Verlauf der Steigerungslinien widerspricht dieser Vermutung. Es bildete sich auch hier wieder eine durch Umklappen hervorgerufene sehr breite Gleitschicht heraus, die mit der Vorstellung von einer Gleit- oder Schubebene kaum etwas Gemeinsames aufweist. Wird die Beanspruchung dann weiter gesteigert, so reißen die herumgeklappten Zuglamellen infolge ihrer Zugkomponente ab, und die langgestreckten Körner verlaufen dann im Winkel zur Richtung der Reißfläche, wie das ein kleiner, stark vergrößerter Ausschnitt der Reißfläche deutlich zeigt (Bild 6). So entsteht der Gleit- oder Scherbruch, der nichts anderes ist als ein Trennungsbruch in der Schubrichtung (Bild 7).

Aus geometrischen Gründen ist es nicht möglich, daß eine solche Gleitschicht sich nur auf den örtlich meistbeanspruchten Querschnittsteil beschränkt, etwa wie bei der elastischen Verformung, es sei denn, daß die Gleitschicht durch Rißbildungen unterbrochen wird, wie das im beifolgenden Bild 8 sehr anschaulich sichtbar wird. Es handelt sich in diesem Fall um einen anderen Baustoff, nämlich um einen Holzwürfel, bei welchem durch senkrechten Druck Gleitschichten erzeugt wurden. Der Fall zeigt auch, wie allgemeingültig die Gesetzmäßigkeit der Umklappschichten ist.

Eine Gleitschicht muß also den ganzen Körper durchdringen, wenn sie zustandekommen will, und so erklärt es sich auch, daß die Spannungsspitze keinen örtlichen Einfluß auszuüben vermag. Durchdringt die Gleitschicht nicht den ganzen Körper, so entsteht an ihrem Ende ein Kohäsionsriß oder zumindest eine Gefügelockerung.

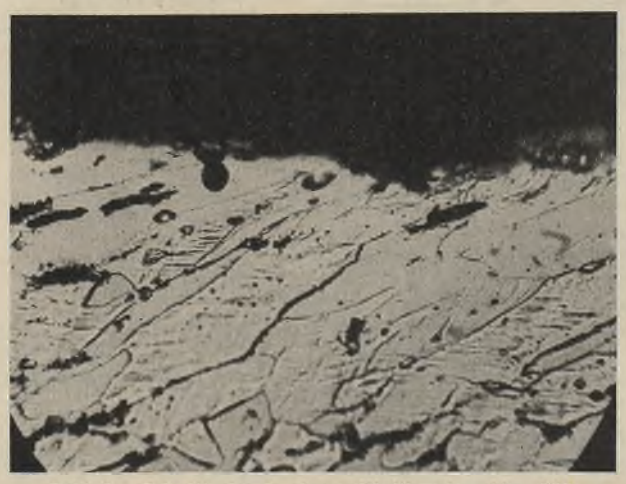


Bild 6. Schnitt durch einen Gleitbruch. $V = 500$.

Auch bei unseren Baustählen müssen wir mit dem Entstehen solcher, wenn auch mikroskopischer Lücken und Lockerungen rechnen, auf die schon die Abweichung vom Hookeschen Elastizitätsgesetz, also die Überschreitung der Proportionalitätsgrenze zurückzuführen ist. Durch die Neigung zu solchen Kohäsionsrissen wird demnach die Fähigkeit des Werkstoffes, sich einer Spannungsspitze anzupassen, mehr oder weniger wieder beeinträchtigt. Aus diesem Grunde verhalten sich die Stähle sehr verschieden. Außerdem übt die während der Verformung verlaufende Zeit einen mehr oder weniger heilenden Einfluß aus, indem durch einen Platzwechsel von Atomen die kleinen Lücken immer wieder ausgefüllt werden. Man spricht in diesem Sinne von innerer Sublimation[5], auf die auch der Prozeß der Alterung des Stahls zurückzuführen ist. Auch die ausgeprägte Streckgrenze des Stahls sehen wir in inneren Kohäsionsbrüchen des spröden Bestandteils eines Mehrstoffsystems begründet[6].

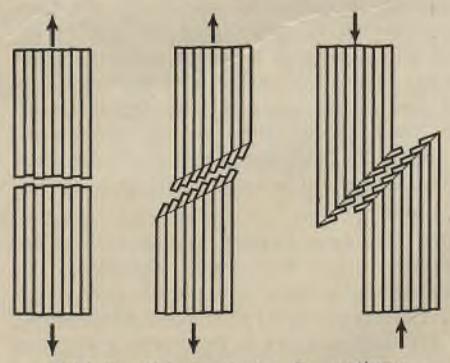


Bild 7. Schematische Darstellung von Reißbruch und Gleitbruch.

Nach dieser abschweifenden Darstellung der strukturellen Grundlagen kommen wir wieder auf deren praktische Auswirkung zurück. Ein mehr oder weniger durchlaufender Gleitmechanismus macht also die Wirkung eines

[4]) W. Kuntze, Stahlbau, Bd. 6 (1933), S. 49/52.

[5]) K. Bennewitz, Phys. Z., Bd. 25 (1924), S. 428.

[6]) W. Kuntze und G. Sachs, Z. d. VdI, Bd. 72. (1928), S. 1011/16.

unterschiedlichen Spannungsfeldes bis zu einem gewissen Grade wieder illusorisch. Aber dieses für die Konstruktion günstige Verhalten des Werkstoffes ist durchaus nicht mit dem sogenannten plastischen Abbau der Spitzenspannung, den man auch als Schlauheit des Materials gekennzeichnet hat, zu verwechseln. Es ist zeitgemäß, nicht durch Nachgiebigkeit, sondern durch Anspannung der Energien sich durchzusetzen. Warum sollte der Werkstoff nicht auch seinen Charakter darin offenbaren, seinem Widersacher, der ihm in der Spannungsspitze ersteht, ein steifes Rückgrad zu zeigen, an Stelle ihn durch plastisches Gebaren zur Nachgiebigkeit zu bewegen. Es paßt sich also nicht die Spannung dem Widerstand, sondern umgekehrt der Widerstand der Anspannung an. Ein plastischer Abbau setzt zudem die volle Auswirkung der Plastizität voraus, wohingegen wir sahen, daß schon das allererste Einsetzen der Plastizität unter erhöhter Anspannung erfolgt. Auch der Schwingungsbruch zeigt eine Anpassungsfähigkeit, wobei man sich einen plastischen Abbau nicht gut vorstellen kann. Es ist auch im vollplastischen Gebiet kein Grund vorhanden, einen Abbau der Spannungen anzunehmen, wo doch der Werkstoff während seiner Verformung sich verfestigt und sich hierbei ein stabiles Gleichgewicht herausbildet.

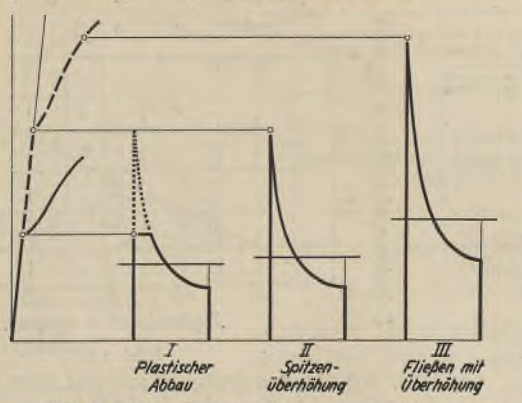


Bild 9. Schematische Gegenüberstellung von Spannungsabbau und Festigkeitsüberhöhung.

Eine Gegenüberstellung der besprochenen Fälle bringt Bild 9:

I. Vollständiger plastischer Abbau an der Streckgrenze, der als unwirklich angesehen werden muß,
II. Überhöhung ohne Abbau, beim Fließbeginn wirksam,
III. Überhöhung im vollplastischen Gebiet.

Wir erfuhren aus den Versuchen Eiselins, daß nicht Fall I, sondern Fall II die Grundlage für die Überwindung der Proportionalitäts- und Streckgrenze bildet, und wir sahen, daß die wirklichkeitsgetreuen Vorgänge auf einer möglichsten Erhaltung der Spannungsspitze hinauslaufen. Da im Gegensatz zur Gleitschichtenbildung die Trennung auch örtlich erfolgen kann, so geht der Bruch immer von der Spannungsspitze aus, wie das bei dem abgebildeten Dauerbruch ersichtlich wird (Bild 10). Eine geringe Änderung des Spannungsfeldes infolge geringer plastischer Verzerrung des Kerbprofils wollen wir für den Fließbeginn und die Dauerfestigkeit praktischerweise übersehen und können daher bei weiterem Fortschreiten der Beanspruchung über das elastische Grenzgebiet hinaus annehmen, daß im Fall III das Spannungsfeld lediglich durch Gestaltsänderung der Kerbe sich ändert, nicht aber durch Abbau.

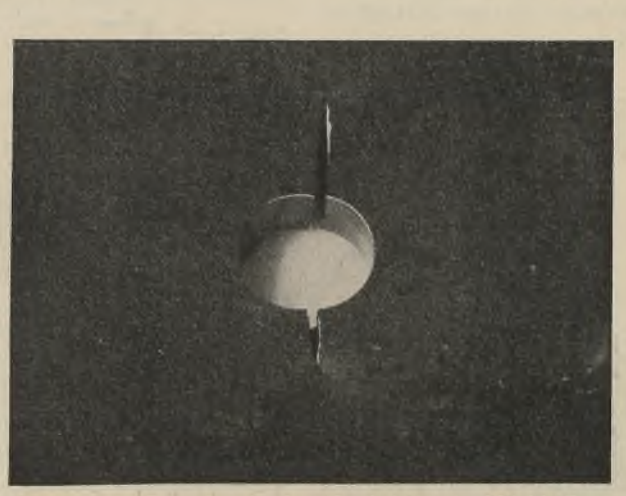


Bild 10. Dauerbruch eines Lochstabes aus Stahl 52.

Dies geschieht zweckmäßig dadurch, daß man den Spitzenwiderstand als Vielfaches des gleichgearteten Widerstands am glatten Prüfstab aufträgt. Dies ist in Bild 11 für die Dauerfestigkeit geschehen. Und zwar mit zunehmenden Spannungsunterschieden, die in der Abszisse als Formziffer aufgetragen sind. Unter der Formziffer verstanden wir ja die Spitzenspannung σ_{max} als Vielfaches der mittleren oder Nennspannung σ_n, also den Quotient $\frac{\sigma_{max}}{\sigma_n}$. Die eingezeichnete 45°-Linie soll besagen, daß, wenn der Spitzenwiderstand gleich der Formziffer wird, an mittlerer Festigkeit nichts gegenüber dem glatten Stab verlorengeht. Sie entspricht einer vollständigen Festigkeitsanpassung. Alle Werte also, die unterhalb dieser Geraden liegen, büßen trotz erhöhter Spitzenfestigkeit immer noch an mittlerer Festigkeit gegenüber dem gleichmäßig beanspruchten Prüfstab ein.

Es wird deutlich sichtbar, wie rechts im Bild bei hochwertigen Maschinenbaustählen von etwa 100 bis 125 kg/mm² statischer Festigkeit der Spitzenwiderstand verhältnismäßig viel geringer ist als bei den Stählen 37, 42 und 52, die links eingetragen sind. Freilich gibt es auch Ausnahmen von dieser sehr unsicheren Regel: Der nichtrostende V2A-Stahl liegt mit 67 kg/mm² Festigkeit verhältnismäßig hoch, während das an und für sich wenig feste Kupfer auch eine geringe Spitzenfestigkeit aufweist. Daß eine große Bruchdehnung gänzlich ohne Einfluß auf die Festigkeitsanpassung bei Dauerwechselbeanspruchungen ist, zeigt ein Vergleich des nahezu dehnungslosen Gußeisens, welches vollständige Anpassung aufweist, mit Kupfer von nahezu 70% Dehnung und sehr geringer Anpassung. Diese Tatsache wirft ein recht schiefes Licht auf die plastische Abbautheorie.

Diese Verhältnisse werden im Bild 12 noch deutlicher. Die nach Versuchen von Ludwik[7]) ausgewerteten Ergebnisse von Werkstoffen aller Gattungen beziehen sich auf die gleichbleibende Formziffer $\alpha_k = 2{,}1$, so daß die Spitzenüberhöhung sich zwischen den Werten 1 und 2,1 bewegt und gute Vergleichswerte für die einzelnen Stoffe abgibt. Von den besonders im Bild gekennzeichneten Baustählen sei ein vergüteter Baustahl 37 mit einer Festigkeit von 56 kg/mm² hervorgehoben, welcher eine beinahe vollständige Festigkeitsanpassung gestattet[14]). Die bei gleichbleibender Formziffer ermittelten Spitzenwerte sind nun über der Bruchdehnung und der Festigkeit aufgetragen worden. Eine Abhängigkeit von der

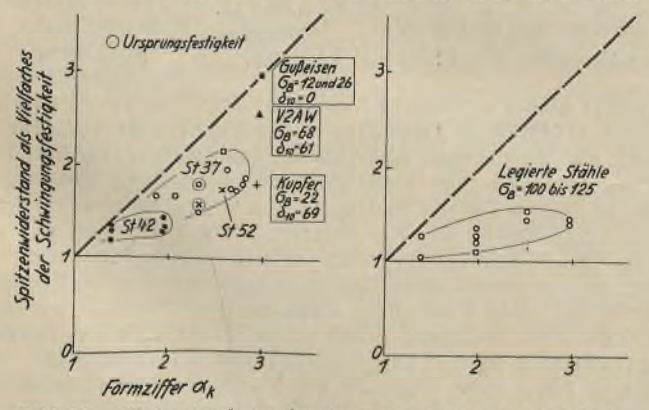


Bild 11. Widerstand an der Spannungsspitze in Abhängigkeit von der Formziffer bei Dauerwechselbeanspruchungen. Die Ursprungsfestigkeit ergibt etwa gleich große Spitzenüberhöhungen. (Werte aus dem Schrifttum entnommen.)

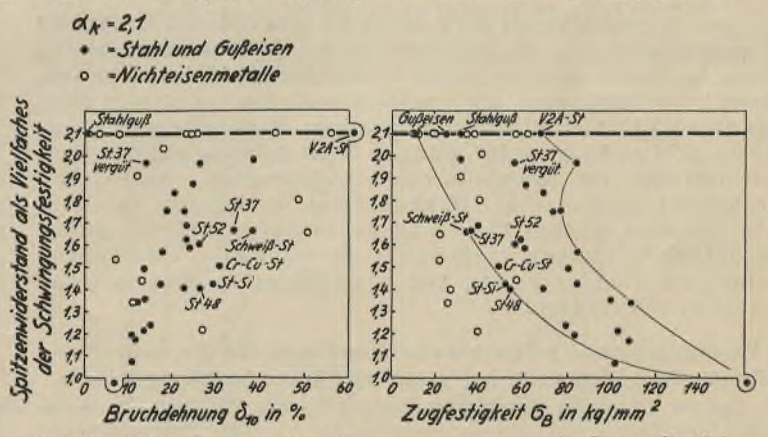


Bild 12. Widerstand an einer Spannungsspitze mit der Formziffer 2,1 bei Dauerwechselbeanspruchungen im Vergleich zur Bruchdehnung und Zugfestigkeit (ermittelt aus Versuchen von Ludwik).

2. Überhöhte Spitzenfestigkeit als Ausdruck der Anpassungsfähigkeit der Werkstoffe an unterschiedliche Spannungsfelder.

Um nun nach ihrer Fähigkeit, sich der Spannungsspitze anzupassen, die Materialien unterscheiden zu können, brauchen wir nur bei Kenntnis des Spannungsfeldes die erzielten Spitzenfestigkeiten zu vergleichen. Bruchdehnung ist auch hier nicht feststellbar. Vollständige Festigkeitsanpassung, also relativ hohe Spitzenfestigkeit haben diejenigen Werkstoffe, die auf der eingezeichneten Horizontalen mit der relativen

[7]) P. Ludwik, Metallwirtsch., Bd. 10 (1931), S. 705/10.

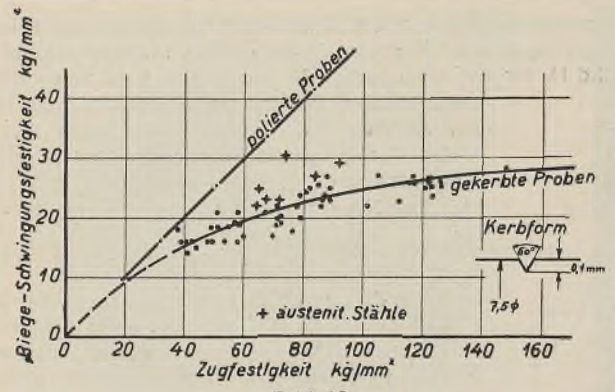


Bild 13.
Biegeschwingungsfestigkeit gekerbter Proben im Vergleich zu derjenigen ungekerbter Proben in Abhängigkeit von der Zugfestigkeit (nach R. Mailänder).

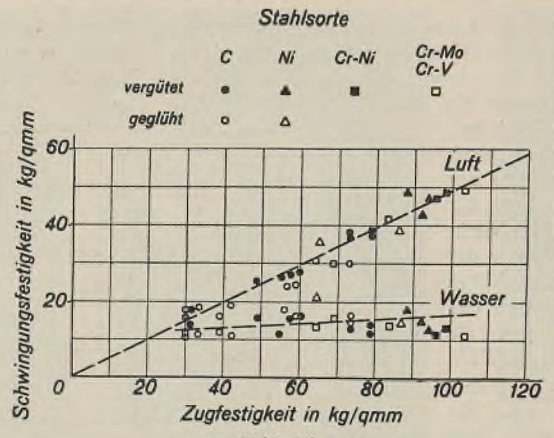


Bild 14.
Schwingungsfestigkeit mit und ohne Korrosion in Abhängigkeit von der Zugfestigkeit (nach Mac Adam).

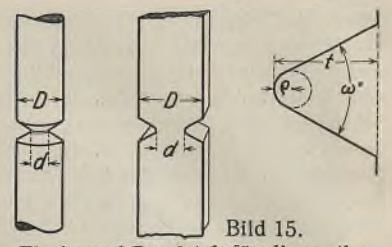


Bild 15.
Flach- und Rundstab für die methodische Prüfung auf Anpassungsfähigkeit und Trennfestigkeit.
t = Kerbtiefe, $\omega°$ = Kerbwinkel, ϱ = Kerbabrundung, $\frac{D-2t}{D} = \frac{d}{D}$ = Kern.

Spitzenüberhöhung 2,1 liegen. Es sind das Werkstoffe verschiedenster Bruchdehnung zwischen 0 und 61 %. Nach der Zugfestigkeit eingeordnet, lassen die Spitzenwerte der Eisen- und Stahlsorten aber eine wenn auch grobe Regel zu, daß also mit zunehmender Zugfestigkeit die Festigkeitsanpassung geringer wird. Diese Regel, die für Nichteisenmetalle nicht gilt, führt dazu, daß eine hohe statische Festigkeit oder Schwingungsfestigkeit und eine geringe Spitzenfestigkeit bei Wechselbeanspruchungen sich etwa ausgleichen und bei gekerbten Konstruktionen eine hohe Kerbdauerfestigkeit mit einem statisch festen Material nicht zu erwarten ist (Bild 13). Dasselbe gilt von der Korrosionsschwingungsfestigkeit, deren mechanische Wirkung durch feinste Korrosionskerben erzielt wird (Bild 14).

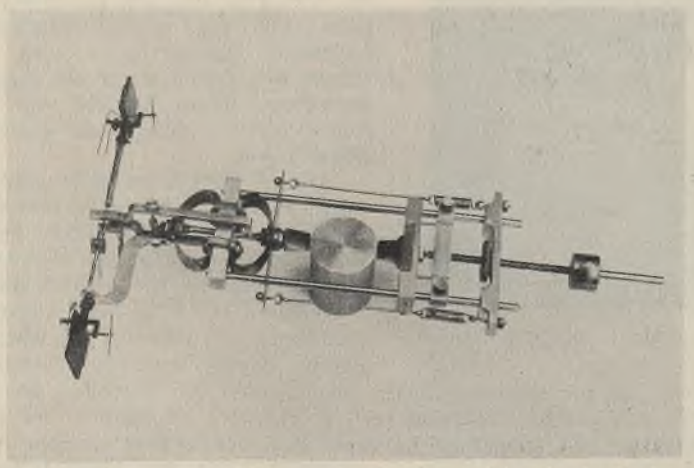


Bild. 16. Apparat zur Messung der Querkontraktion in der Kerbe zwecks Ermittlung der Spannungszustände im Kernquerschnitt.

Diese Erkenntnis könnte den Konstrukteur dazu verleiten, das Material zu vernachlässigen und das Augenmerk nur auf die konstruktive Seite zu richten, um Gestaltungen mit großen Spannungsunterschieden zu meiden, worauf ja die Erfahrungen mit geschweißten Verbindungen auch schon hinweisen[8]). Aber diese Vernachlässigung des Werkstoffes wäre grundsätzlich nicht zu billigen. Die gezeigten Bilder geben ja auch nur einen Ausschnitt aus der augenblicklichen Stahlerzeugung. Auf Grund strukturell-mechanischer Erkenntnisse müßte es durchaus möglich sein, auch Stähle sehr hoher Festigkeit mit gutem Anpassungsvermögen zielbewußt zu erzeugen. Und ebenso ließe sich die Erzeugung von Schweißgut in diesem Sinne systematisch fördern.

3. Theoretische und prüftechnische Grundlagen für die methodische Prüfung der Werkstoffe bei unterschiedlichen Spannungsfeldern.

Bei der Erlangung von Werkstoffzahlen für die Fähigkeit des Werkstoffes, den Einfluß von Spitzenspannungen durch erhöhte Spitzenfestigkeit auszugleichen, spielen genormte Proben eine bedeutsame Rolle. Zu empfehlen sind Proben mit kreisrundem Querschnitt und ringsherum laufender Kerbe für den dreidimensionalen Zustand und Flachstäbe mit zweiseitiger Einkerbung für den ebenen Zustand (Bild 15). Das Kerbprofil setzt sich aus den Elementen Kerbtiefe t, Spitzenabrundung ϱ und Kerbwinkel ω zusammen, und es läßt sich aus diesen drei Gestaltungselementen fast jede konstruktive Kerbe aufbauen, wohingegen die sonst so bevorzugte Lochprobe allein keine Variierung nach genügender Kerbschärfe hin erlaubt, wie sie etwa an geschweißten Verbindungen vorkommen.

[8]) G. Bierett, Maschinenbau, Bd. 13 (1934), S. 87/89.

Der Wert solcher genormten Proben liegt in der genauen Kenntnis ihrer Spannungszustände. Die Tatsache, daß die Messung der Spannungsverteilung an ebenen Gebilden schon schwierig, an räumlichen aber kurzerhand unmöglich ist, ließ die spannungstechnische Durchdringung dieses äußerst wichtigen Prüfgebietes außerordentlich umständlich, wenn nicht hoffnungslos erscheinen. Aber das eingehende Studium dieser Fragen, wobei die Messung der Querkontraktion in der Kerbe selbst mit geeigneter Apparatur (Bild 16) eine meßtechnische Grundlage abgab, ergab so unvermutete Vereinfachungen, daß eine normenmäßige Prüfung so gut wie erschlossen ist.

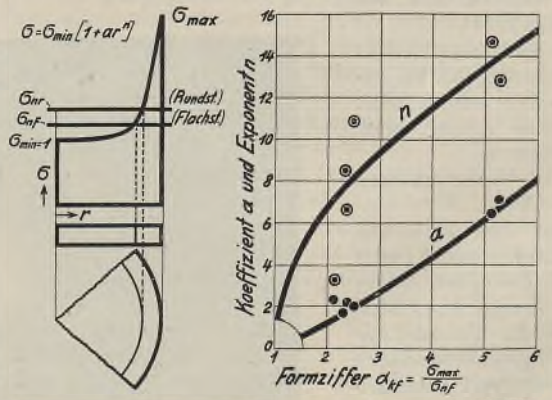


Bild 17. Spannungsgesetze am Flach- und Rundstab.

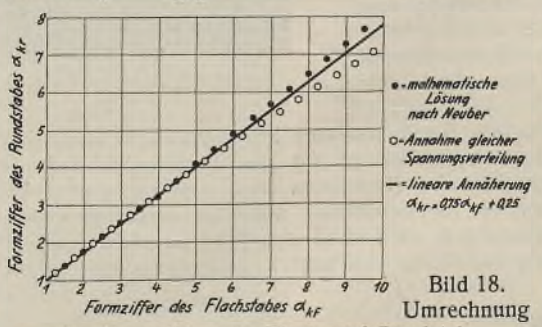


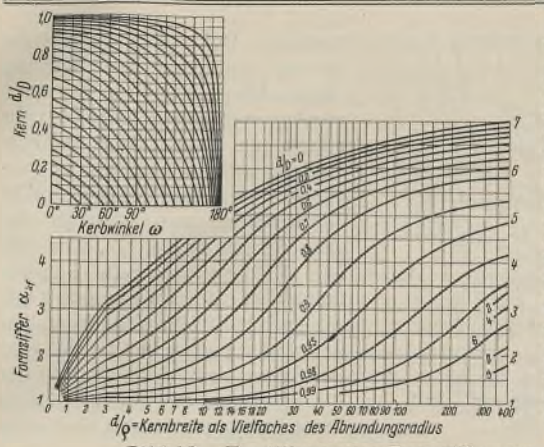
Bild 18.
Umrechnung der Formziffer von Flach- auf Rundstab.

Stellt man ein kontinuierliches Spannungsfeld als einfache mathematische Funktion $\sigma = \sigma_{min}\left[1 + a r^n\right]$ dar (Bild 17, links), so ergab sich aus sonst bekannten Versuchen, daß der die Krümmung der Spannungsverteilungskurve beeinflussende Exponent n und der die Spitzenhöhe darstellende Koeffizient a mit zunehmender Formziffer nach einem ansteigenden Gesetz verlaufen (Bild 17, rechts). Diese Verkettung beider Hilfsgrößen mit der Formziffer besagt, daß das Gesetz der Spannungsverteilung durch die Formziffer allein eindeutig bestimmt ist. Die Formziffer gibt also eine prüfmäßige Grundlage von recht umfassender Bedeutung ab. Nimmt man weiterhin an, daß eine Kerbung bestimmter Gestaltung bei Flach- und Rundstäben ein und dasselbe Spannungsfeld erzeugt, so folgt aus dieser Bedingung eine einfache gesetzmäßige Beziehung zwischen der Formziffer des Rundstabes und derjenigen des Flachstabes, welch letztere experimentell ermittelbar ist. Aus mathematisch exakten Untersuchungen von Neuber[9]) läßt sich eine Beziehung beider Formziffern auswerten, die mit großer Annäherung die eben genannte Bedingung erfüllt. Das praktische Ergebnis ist eine geradlinige Beziehung beider Formziffern (Bild 18).

Bild 19 bringt eine Übersicht der Formziffern des Flachstabes in Kurvenscharen, geordnet nach den drei Gestaltungselementen: Abrundung, Kerbtiefe und Kerbwinkel. Die Ergebnisse wurden zum Teil aus Literaturangaben über Messungen an ebenen Körpern zusammengestellt. Aus der soeben entwickelten geradlinigen Beziehung läßt sich dann die Formziffer des Rundstabes ohne weiteres ermitteln.

An Hand dieses Bildes ergibt sich eine sehr wichtige Feststellung: Nach sehr kleinen Abrundungsradien hin steigt die Formziffer nur noch wenig an. Die Grenze schärfster Bearbeitung durch Werkzeuge liegt je nach der absoluten Größe des Werkstückes etwa bei $d/\varrho = 2000$, also um $^1/_2$ Bildbreite jenseits der rechten Grenze des Bildes. Die überhaupt geringste vorstellbare Kerbabrundung dürfte einem Atomabstand, das ist

[9]) H. Neuber, Z. ang. Math., Bd. 13 (1933), S. 439/42.



Eine Probe mit beliebigem Kerbwinkel ω und Kernverhältnis d/D wird mit Hilfe der Kurven gleicher Formziffer (links oben) auf den Kerbwinkel $\omega = 0°$ mit zugehörigem d/D zurückgeführt. Für diese reduzierte Kerbform wird dann aus dem unteren Bild die Formziffer des Flachstabes α_{kf} für ein gegebenes Verhältnis d/ϱ abgegriffen. Die Formziffer des Rundstabes ergibt sich aus der in Bild 18 angegebenen Gleichung oder wird dort abgegriffen. (d bedeutet hier die Restbreite und ist nicht zu verwechseln mit der im Baufach üblichen Bezeichnung für einen Lochdurchmesser.)

Bild 19. Ermittlung der Formziffer von Kerben.

$3{,}86 \cdot 10^{-8}$ cm (für Stahl), entsprechen und würde um nur etwa zwei Bildbreiten nach rechts verschoben liegen. Dies entspräche einer Formziffer von nicht mehr als 10 bzw. 8 beim Flach- und Rundstab, Werte, die aber wohl deshalb nicht einmal erreicht werden dürften, weil praktisch vorkommende Risse wahrscheinlich viel weiter aufklaffen. Die Formziffern sind also in solchen äußersten Fällen unvermutet gering, und bedenkt man, daß sich der Werkstoff durch sein Anpassungsvermögen dagegen wehrt, so sind die Befürchtungen, die man an die Unübersichtlichkeit der Wirkung sehr scharfer Kerben knüpft, gar nicht einmal so berechtigt.

Die Ergebnisse methodischer Versuche lassen sich ohne erhebliche Schwierigkeiten in Werkstoffzahlen einkleiden, welche dann die Anpassungsfähigkeit des Werkstoffes an veränderte Spannungsverhältnisse ausdrücken. Solche Zahlen können sowohl bei der Werkstoffwahl als auch für die Konstruktionsberechnung einen Maßstab abgeben. Ihrer Einführung in die Praxis dürften keine Schwierigkeiten entgegenstehen, nachdem die Wege ihrer methodischen Ermittlung mit einiger Sicherheit festliegen.

Im Gebiete des Maschinenbaues hat man sich schon mit der Berücksichtigung der Kerbwirkung in der Konstruktion eingehend befaßt. Hervorgehoben seien die Entwicklungen und Vorschläge von Prof. Thum[10]) und vom Fachausschuß für Maschinenelemente im Verein deutscher Ingenieure[11]). Diese im Maschinenbau vorgeschlagenen Wege gründen sich im Gegensatz zu den hier vertretenen Grundsätzen auf die Annahme eines plastischen Abbaues, mit welchem die Kerbgefahr mehr oder weniger eingeschränkt werde. Auf Grund heutiger Erfahrungen ist es nicht mehr nötig, die Kerbwirkung als eine besondere technologische Gefahr zu betrachten, nachdem es gelingt, sie in die allgemeinen Grundsätze der Festigkeitsabhängigkeit vom Spannungszustand einzugliedern.

4. Die Bedeutung der Anpassungsfähigkeit für die Wirtschaftlichkeit und Sicherheit der Konstruktionen bei schwingender und statischer Beanspruchung. Unzulänglichkeit der konventionellen Bruchdehnung für Sicherheit und Güte.

Kennt man auf Grund der methodischen Prüfung den Einfluß unterschiedlicher Spannungsverteilung auf die Dauerfestigkeit eines Werkstoffes und stellt dieselbe in Rechnung, so ist damit auch jede weitere Unsicherheit ausgeschlossen; denn die Dauerbeanspruchung ist an und für sich von so ungünstiger Natur, daß sie unter Erschöpfung aller für die Tragfähigkeit bedeutungsvollen Reserven des Werkstoffes vor sich geht. Die Dehnfähigkeit ist, wie wir sahen, für schwingende Beanspruchungen ohne jeden Wert. Solange es aber keine Baustähle mit gutem Anpassungsvermögen bei wechselnder Beanspruchung gibt, bleiben die zulässigen Spannungen bei Schwingungen und gleichzeitigen Spannungsspitzen verhältnismäßig gering. Daher ist bei jedem Bauwerk eine Kontrolle am Platze, ob die so nachteilige Wechselbeanspruchung auch wirklich voll wirksam wird. Die Frage, ob die zum Bruch erforderlichen Millionen von Schwingungen während der Lebensdauer eines Bauwerks überhaupt erreicht werden, ist eine statistische, aber keine Werkstofffrage. In das werkstoffliche Gebiet fällt aber die Überlegung, ob die zwischen Serien von Schwingungen eintretenden Ruhepausen vielleicht einen heilenden Einfluß haben könnten.

Innerhalb eines einmaligen Wechsels konnte eine Heilungsmöglichkeit bei sehr langer Ruhezeit, die mit einem Alterungseffekt gleichbedeutend ist, nachgewiesen werden[12]). Da aber ein solcher Heilungsprozeß nur bei inneren Gefügelockerungen kleinsten Ausmaßes vor sich gehen kann, so ist nach einer großen Anzahl von Schwingungen die Zerrüttung schon zu weit vorgeschritten, um bei dann eintretender Pause eine Heilung noch für möglich zu halten. Selbst bei einer Folge von statischen Wechseln tritt eine Heilung nicht ein, und so wird es erklärlich, daß die Frequenz in weiten Grenzen ohne Einfluß bleibt (Bild 20). Unter diesen

[10]) A. Thum und W. Buchmann, Dauerfestigkeit und Konstruktion. Berlin 1932, VDI-Verlag.
[11]) E. Lehr, Spannungsverteilung in Konstruktionselementen. Berlin 1934, VDI-Verlag.
[12]) W. Kuntze, Z. Metallkunde, Bd. 26 (1934), S. 197/98; desgl. Bd. 22 (1930), S. 264/68.

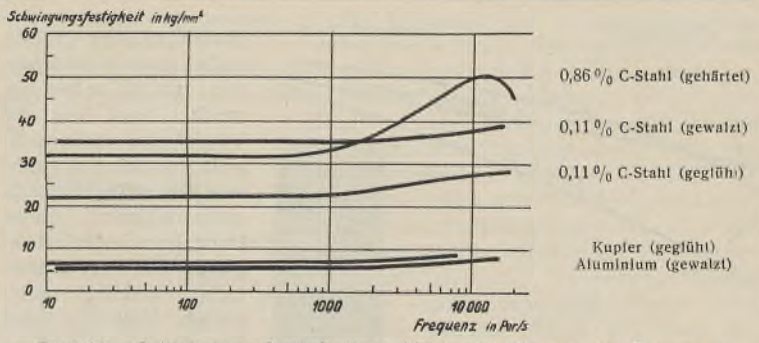


Bild 20. Schwingungsfestigkeit in Abhängigkeit von der Frequenz (nach Jenkin und Lehmann).
Die im Brückenbau auftretenden Frequenzen liegen unter 50 Per./sek.

nicht gerade günstigen Umständen muß die zukünftige Entwicklung auf Werkstoffe hoher Festigkeit bei hohem Anpassungsvermögen und auf eine geringere Bewertung der linearen Bruchdehnung hinauslaufen.

Bei der statischen Untersuchung zeigt die methodische Prüfung ebenfalls, wie eine gute Anpassungsfähigkeit nicht auf großer Dehnfähigkeit beruht. Von untersuchtem Schweißgut ergab der Seelendraht mit nur 7 % Dehnung die höhere Anpassungsfähigkeit gegenüber dem Manteldraht mit 16 % Bruchdehnung (Bild 21). Die Anpassungsfähigkeit beider Sorten von Schweißgut reicht an diejenige des Stahls 52 heran, welcher doch wesentlich dehnfähiger ist. Hiermit wird erklärlich, warum bei Schweißverbindungen der Bruch meist nicht im Schweißgut auftritt.

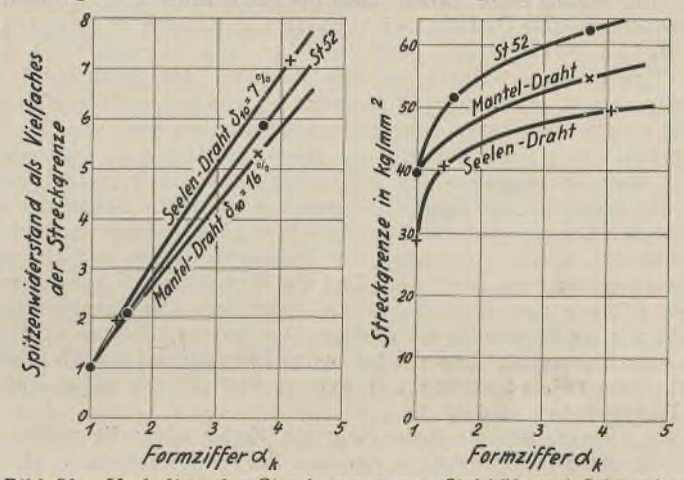


Bild 21. Verhalten der Streckgrenze von Stahl 52 und Schweißgut bei unterschiedlichen Spannungen.

Man fragt sich, welche Bedeutung bleibt dann für die Bruchverformung des Materials übrig. Sie ist gewissermaßen ein Pufferstaat zwischen dem Gebiet der zulässigen Beanspruchungen und dem Bruchgebiet und zögert den Bruch hinaus, wenn Überhöhungen über das zulässige Maß, sei es bei Unübersichtlichkeit statischer Anspannungen oder bei schlagartiger Beanspruchung, stattfinden. Zur Vermeidung der Unsicherheit gegenüber Schlagbeanspruchung wird eine gute Schlagarbeit auf Grund der Kerbschlagprobe gefordert, ein einfaches und nützliches Verfahren. Auf die Mechanik des statischen Bruches wollen wir aber noch etwas näher eingehen:

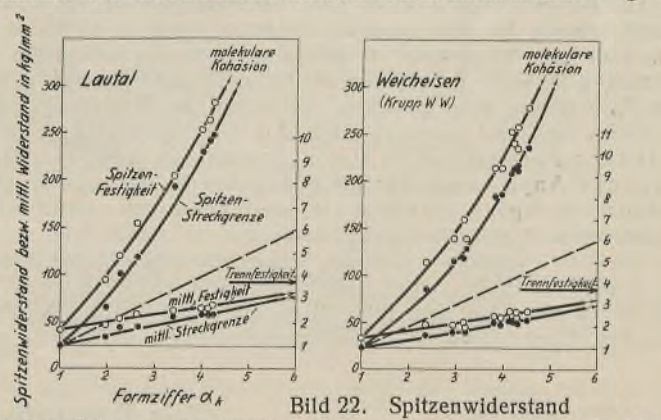


Bild 22. Spitzenwiderstand und mittlerer Widerstand in Abhängigkeit von der Formziffer bei ruhender Belastung und bei gleicher relativer Kerbtiefe $\frac{d}{D} = \sim 0{,}3$.
Die Kerbtiefe erzeugt einen zusätzlichen Festigkeitseinfluß, so daß sich nur Proben gleicher Kerbtiefe vergleichen lassen.

Aus den vorliegenden Versuchen mit Lautal und Weicheisen (Bild 22) ersehen wir, daß, je mehr sich mit steigender Formziffer die Spitzenfestigkeit der molekularen Kohäsion oder die mittlere Festigkeit der Trennfestigkeit nähert, um so mehr rückt die Streckgrenze an die Festigkeit heran und der Zustand wird immer spröder. Wenn sich auch in dieser

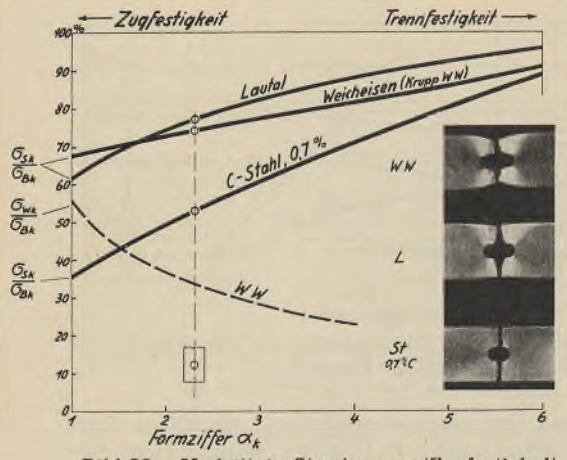


Bild 23. Verhältnis Streckgrenze/Zugfestigkeit und Schwingungsfestigkeit/Zugfestigkeit in Abhängigkeit von der Formziffer.
Die Linienzüge wurden mit gekerbten Rundstäben nach Bild 15 ermittelt.

Beziehung die Werkstoffe noch unterscheiden, so ist selbst ein weicher Stahl hier mit Vorsicht zu verwenden, weil ihm seine angeborene Dehnfähigkeit nicht mehr viel nützt. Diese Darstellung erläutert zugleich den Zusammenhang zwischen molekularer Kohäsion und Trennfestigkeit, und ist letztere groß, so ist auch die Anpassungsfähigkeit groß. Als Trennfestigkeit wird somit die mittlere Festigkeit eines plastischen Werkstoffes im vollständig spröden Zustand bezeichnet. Dieser Zustand tritt bei einer endlichen Formziffer ein, deren Größe etwa den an Hand des Bildes 19 getroffenen Erwägungen über die kleinstmögliche Spitzenabrundung entsprechen mag.

Betrachten wir nun weiter an diesen Beispielen das Verhältnis Streckgrenze/Zugfestigkeit bei veränderlicher Formziffer, welches in dem Bild 23 unter Hinzufügung eines harten Stahls gesondert aufgetragen ist, so wird die soeben genannte Gefahr der künstlich erhöhten Streckgrenze bei hohen Formziffern noch deutlicher. Ein angeboren hohes Streckgrenzenverhältnis, welches links bei der Formziffer 1 zur Geltung kommt, muß hingegen nicht nur als ein zahlenmäßig günstiger Faktor für die Konstruktion gewertet werden, sondern auch von der stofflichen Beurteilung aus ergibt sich, daß gerade die Stähle mit angeborener relativ hoher Streckgrenze die größte Verformungsfähigkeit aufweisen. Das zeigen deutlich die Bruchaufnahmen von gelochten Stäben der drei Werkstoffe. Die physikalische Ursache liegt in günstigen inneren Strukturverhältnissen, welche gleichzeitig eine hohe Streckgrenze und ein gutes Verformungsvermögen bewirken. Und die Werkstoffe mit hoher Streckgrenze erhöhen auch nicht bei hohen Formziffern ihre Streckgrenze so schnell wie die Werkstoffe mit niedriger Streckgrenze. Das ist wiederum eine gute Eigenschaft, denn die bei hohen Formziffern künstlich erhöhte Streckgrenze ist als Sprödigkeit zu werten, weil sich der ganze Zustand der Trennfestigkeit nähert.

Wir folgern, daß die Behandlung der Kerbe oder allgemeiner der unterschiedlichen Anspannungen von zwei Seiten wahrzunehmen ist, einmal unter Berücksichtigung der Anpassungsfähigkeit, dann unter Berücksichtigung der Bruchgefahr. Die erhöhte Anpassungsfähigkeit besagt, daß die Tragfähigkeit bei unterschiedlichen Spannungen steigt, und sie ist gleichbedeutend mit einer hohen Trennfestigkeit. Die Bruchsicherheit besagt, daß ein großes Arbeitsvermögen einen Schutz bei etwaiger Überbelastung bietet. Werkstoffe mit geringer Dehnung haben durchaus nicht die geringe Tragfähigkeit im gekerbten Zustand, wie man allgemein glaubt, wogegen dehnfähige Werkstoffe sich hierbei oft ungünstiger verhalten. Die plastische Abbautheorie erlaubt diese Unterscheidung nicht, bei ihr laufen ohne Berechtigung plastische Verformbarkeit und gute Tragfähigkeit konform.

Die Berücksichtigung eines guten Anpassungsvermögens wirkt sich überaus günstig für eine sparsame Dimensionierung in der Konstruktion aus. Man sollte überprüfen, ob man in der Forderung nach großen Bruchdehnungen für einen unbestimmbaren Sicherheitsgrad nicht zu weit geht, zum Nachteil der sehr günstigen Eigenschaft der Anpassungsfähigkeit; denn man darf nicht vergessen, daß mit der Feststellung der auftretenden Formziffern in der Konstruktion und der Verwertung der Anpassungsfähigkeit des Werkstoffes ein großer Gefahrenkomplex beseitigt ist, welcher bisher mit Hilfe der Dehnungsvorschrift umgangen wurde.

Über die nachteiligen Einflüsse, welche die ungebührliche Bewertung der Bruchdehnung δ_{10} zeitigt, läßt sich schon jetzt Bestimmtes sagen. Wir wollen gleich mit dem Bilde 24 sprechen und uns die Beziehungen zwischen Bruchdehnung δ_{10}, Bruchquerschnittsverminderung ψ, gleichmäßiger Dehnung (horizontale Kurven) und reiner Einschnürung (senkrechte Kurven) am Zugstabe vor Augen führen[13]). Große Bruchdehnungen können auch in Verbindung mit geringen Einschnürungen auftreten. Das eigentliche Maß der Sicherheit bietet aber nur die gute Einschnürung. Z. B. ergibt eine Zähigkeitskontrolle mit der Faltprobe, daß Werkstoffe mit weniger als 50 % Bruchquerschnittsverminderung brechen. Auf Grund der Faltprobe ist das Feld links der Ordinate $\psi = 50$ % das Sprödigkeitsgebiet, selbst wenn die Bruchdehnung 70 % betragen sollte.

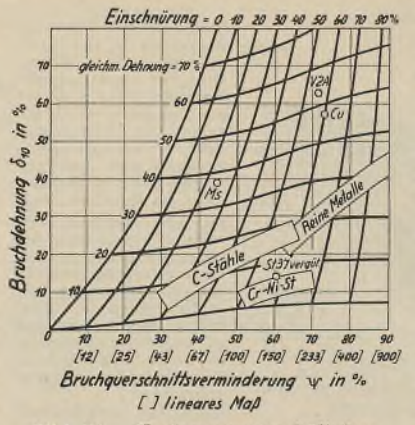


Bild 24. Verformungsverhältnisse am Zerreißstab.

Die größte Zähigkeit bei Einkerbungen darf grundsätzlich nicht bei großer Bruchdehnung δ_{10}, also oben im Bild, angenommen werden, sondern unten rechts bei großer Einschnürung und geringer gleichmäßiger Dehnung. Hier liegen z. B. die reinen Metalle und die Chrom-Nickel-Stähle, die beide als besonders zähe bekannt sind. Wohingegen Kupfer mit nahezu 60 % Bruchdehnung bei Kerben häufig zu spröden Brüchen neigt und Messing mit 40 % Bruchdehnung nicht einmal der Faltprobe genügt.

Hervorgehoben sei wieder ein vergüteter Stahl 37, welcher in das Gebiet der äußerst zähen Chrom-Nickel-Stähle fällt. Auf der ganzen Linie zeigt dieser veredelte Stahl besonders gute Eigenschaften: Seine Zugfestigkeit beträgt 56 kg/mm², seine Schwingungsfestigkeit bei Kerben (a. a. O.), seine Schlagarbeit, sein statisches Anpassungsvermögen sind alle hervorragend gut[14]). Nur seine Bruchdehnung von 14 % genügt den Abnahmebedingungen nicht. Man verlangt 6 % mehr, obwohl ein Blick auf die Querschnittsverminderung erkennen läßt, daß dieser Stahl örtlich eine lineare Dehnung von 150 % aufzubringen vermag.

Hier zeigt ein Beispiel, wie infolge unzweckmäßiger Gütekennziffern und Gütevorschriften das Vorzügliche für den Schrotthaufen verurteilt und das Mittelmäßige verbaut wird. Sollen neuzeitliche Erfahrungen der Praxis zugänglich gemacht werden, so sind auch die Folgerungen aus ihnen zu ziehen. Die in den ersten Anfängen der Werkstoffprüfung als Gütewert festgelegte Bruchdehnung verträgt sich nun einmal nicht mit dem Begriff einer wirklichen Güte des Werkstoffes. Fällt die Bedeutung dieser konventionellen Güteziffer, so wird man voraussichtlich nicht nur in der Wahl des Werkstoffes andere Wege beschreiten, sondern auch in der Erzeugung neuen Richtungen folgen müssen.

Legen wir uns noch einmal Rechenschaft über diese Ausführungen ab, so läßt sich zusammenfassend sagen, daß die neue Zeit das Verhalten des Werkstoffes auch bei schwierigen Beanspruchungen systematisch zu ergründen sucht. Und die Erkenntnisse gehen dahin, daß man dann mit den klassischen Festigkeitszahlen allein nicht mehr auskommt. Den sehr ernüchternden Erfahrungen über die geringe Festigkeit schwingender Konstruktionsteile an Querschnittsübergängen steht die Tatsache gegenüber, daß der Werkstoff ein Anpassungsvermögen auf Grund seiner strukturellen Zusammensetzung aufzubringen vermag. Wird diese immerhin erst in neuerer Zeit richtig erkannte Eigenschaft besonders gezüchtet, so erwarten wir nicht nur bessere Werkstoffe, sondern auch der Statiker wird bei besserer Klarheit über das Verhalten des Werkstoffes soviel wie möglich aus ihm herausholen dürfen.

Aus den Erfordernissen des Bauwesens und durch Bauingenieure wurden die ersten Ansätze für diesen Fortschritt geschaffen, und hoffentlich wird auch jetzt wieder der deutsche Stahlbau dafür eintreten, das begonnene Werk vollenden zu helfen.

Der Notgemeinschaft der deutschen Wissenschaften sei für ihre Teilnahme an der Unterstützung vorliegender Untersuchungen gedankt.

[13]) A. Krisch u. W. Kuntze, Arch. Eisenhüttenwesen, Bd. 7 (1933/34), S. 305/6.

[14]) Nach Abschrecken von 700 bis 900° C zeigt Stahl 37 einen Höchstwert der Trennfestigkeit und der Kerbschlagarbeit, vgl. W. Kuntze, Arch. Eisenhüttenwesen, Bd. 2 (1928/29), S. 583/90 und 109/17.

Alle Rechte vorbehalten.

Zur Baustoffwahl in Bergbaugebieten.

Von Direktor **H. Bock**, V. D. I., Essen.

Die Frage der Baustoffwahl ist schon oft in Zeitschriften und Vorträgen erörtert worden, und doch erscheint es angebracht, immer wieder auf die Bedeutung dieser Entscheidung hinzuweisen, die bei jeder Entwurfsarbeit unter anderen Bedingungen von neuem auftritt.

Besonders wichtig ist die Wahl der Bauweise, wenn es sich um die Errichtung größerer Bauwerke in Gegenden mit unsicheren Bodenverhältnissen handelt. Auch für diese Bauaufgabe hat sich die Stahlskelettbauweise seit Jahrzehnten bestens bewährt[1]), wie auch im folgenden an einem Beispiel gezeigt werden soll. Derartige Gründungsschwierigkeiten treten vor allem in Erdbeben- und Bergbaugebieten auf. Hier sollen nur die Verhältnisse in Bergbaugebieten betrachtet werden.

[1]) Dürbeck, Bauliche Erfahrungen beim Erdbeben in Long Beach, Kalifornien; Stahlbau 1934, Heft 9.

Über die in diesen Gebieten vorkommenden Bodenbewegungen herrschen vielfach unklare Vorstellungen. Mit dem Entwurf und der Durchführung von Bauten in Bergbaugebieten sollten daher in erster Linie Ingenieure und Architekten betraut werden, welche auf Grund ihrer örtlichen Kenntnisse in der Lage sind, diese Aufgaben zu meistern. Hierdurch sind unliebsame Überraschungen zu vermeiden.

Die Bodensenkungen treten verschieden ein, je nachdem, ob der Abbau unter einem Grundstück schnell oder langsam betrieben wird. Es kann auch vorkommen, daß eine Zeitlang Ruhe herrscht, und plötzlich tritt wieder eine stärkere Senkung ein. So ist es vorgekommen, daß der Laufkran einer Fabrikhalle während der Arbeitszeit plötzlich zwischen den Kranbahnschienen eingeklemmt stehenblieb und nicht vor- und nicht rückwärts zu bewegen war, dagegen am anderen Morgen wieder betriebsfähig war, nachdem inzwischen vermutlich entgegengesetzte Bewegungen eingetreten waren. Wie stark die Erdbewegungen sind, kann man ermessen, wenn ohne vorherige Anzeichen sechs Schrauben von 23 mm ∅ eines Strebenanschlusses einfach abgeschert werden. In einem anderen Falle ist es vorgekommen, daß in einem Ort in der Nähe eines Hüttenwerkes plötzlich die Glocken des Kirchturmes läuteten. Von der Gaszentrale dieses Hüttenwerkes, in der 8 große Gaskraftmaschinen laufen, wurden die Stöße dieser Maschinen durch die Erde mehrere hundert Meter weit übertragen und erschütterten den Kirchturm, der sich infolge der ständigen Erschütterungen von dem Kirchenschiff gelöst hatte. Dadurch hatte der Turm seinen Halt verloren und durch die im Turm auftretenden größeren Schwankungen kamen die Glocken in Bewegung. Nicht selten sind auch Gebäude infolge plötzlicher Senkungen eingestürzt.

Aus diesen Beispielen, denen sich viele andere hinzufügen lassen, ist zu erkennen, welchen dauernden unberechenbaren Einflüssen die Bauten des Industriebezirkes ausgesetzt sind. Die Industriebauten der Werke werden daher auch dauernd beobachtet und fast ständig sind Arbeiter mit Ausbesserung derartiger Bergschäden beschäftigt.

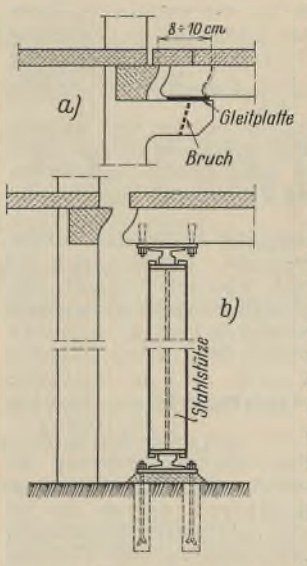
Bei den angeführten Beispielen handelt es sich um Stahlbauten, an deren Konstruktionen die Ausbesserungen sowie Hebungen in richtige Höhen und das Ausrichten sich leicht vornehmen ließen. Dagegen sind bei großen Bürogebäuden der gleichen großen Industriestadt bedenkliche Bergschäden aufgetreten, deren Beseitigung größere Schwierigkeiten und bedeutende Kosten verursacht.

Diese Bauten sind in Eisenbeton errichtet und wenn, wie im vorliegenden Falle, keine besonderen Vorkehrungen zur Sicherung gegen Bergschäden getroffen werden, so ist es nicht verwunderlich, wenn schwer zu beseitigende Schäden entstehen.

Bei Eisenbetonbauten in hiesiger Gegend sind unbedingt solche besonderen Vorkehrungen zu treffen, deren Unterlassung bei Stahlbauten infolge der Elastizität des Baustoffes ohne Nachteil ist.

Solche besonderen Bauelemente sind Eisenbetonplatten, die sich über die ganze Grundfläche des Gebäudes erstrecken oder mindestens eine Verbindung aller Fundamente miteinander. Diese besonderen Bauelemente sind natürlich kostspielig und wenn dieselben von vornherein mit in den Kostenanschlag aufgenommen werden, so wird sich in jedem Falle die Bausumme zugunsten der Stahlbauweise ergeben, abgesehen von den sonstigen Vorteilen der letzteren.

Bei einem in Eisenbeton errichteten Bürohaus ist allerdings eine Dehnungsfuge angeordnet, die das Turmhaus mit 9 Geschossen vom anderen Gebäudeteil mit 5 Geschossen abtrennt. Die dieser Fuge benachbarte Stützenreihe ist mit Konsolen versehen, auf welchen die Unterzüge des anderen Gebäudeteils gleitend gelagert sind, wie beistehende Skizze *a*) zeigt. Die Fuge hat sich infolge der aufgetretenen Bodensenkung auf 8 bis 10 cm erweitert, so daß die Unterzüge nur noch 5 bis 6 cm auf den Konsolen aufliegen, wie in Bild *a*) punktiert angedeutet. Die Konsolen sind an den punktierten Stellen gerissen. Man stelle sich vor, welches Unglück eintreten konnte, wenn der Schaden nicht rechtzeitig bemerkt wurde und nicht sofort provisorische Holzunterstützungen vom Keller bis zum obersten Geschoß angebracht worden wären.



Da man mittels Stahlbauteilen solchen Gefahren schnell und sicher vorbeugen kann, wurde nun, wie Bild *b*) zeigt, längs der Fugen im Keller eine neue Stahlstützenreihe gestellt, während man in den übrigen Geschossen, um den Charakter des Bauwerkes als Eisenbetonbau zu wahren, Eisenbetonstüzen ausführte. Die Ausbesserungskosten betrugen etwa 40 000 RM.

Bei einem weiteren in Eisenbeton errichteten Warenhaus bestehen ähnliche Verhältnisse. Auch hier hilft man sich mit vorgesetzten Stahlstützen.

Es soll nun nicht gesagt sein, daß nicht auch bei Stahlkonstruktionen Ausbesserungen der durch den Bergbau eingetretenen Schäden erforderlich sind, aber diese Arbeiten sind leichter auszuführen. Ein besonderer Vorteil beim Stahlbau besteht noch darin, daß die Stützen mit den Fundamenten nur durch Anker verbunden sind, so daß mit Leichtigkeit eine Hebung der einzelnen Stützen mittels Druckpumpen vorgenommen werden kann, nachdem die Muttern der Anker gelöst sind, Damit kann eine Ausrichtung des Gebäudes in vorherige Höhenlage erzielt werden. Die Stützenfüße werden nach der Hebung wieder neu vergossen. Damit die Pumpen angebracht werden können, erhalten die Stützenprofile Schraubenlöcher zum Anschluß der Druckeisen.

Wenn auch die Kosten der Ausbesserung vom Bergbau getragen werden, allerdings meistens erst nach langwierigen Verhandlungen oder Prozessen, so entstehen doch auch noch während der Ausführung der Arbeiten besondere Kosten durch Störung des Betriebes und Belästigung des Publikums, die vom Besitzer zu tragen sind.

Erwähnenswert dürfte noch sein, daß das neue umfangreiche Hauptpostgebäude in Essen beide Bauarten aufweist. Das Gebäude wurde in zwei Bauabschnitten errichtet, und zwar der erste in Eisenbeton und der andere in Baustahl. Im letzteren befindet sich die große freitragende Schalterhalle und ein Hochbau von 6 Geschossen. Der erste Bauabschnitt zeigt bereits mehrere nicht unerhebliche Risse von Bergschäden herrührend. Beide Bauabschnitte sind durch eine Dehnungsfuge getrennt. Es dürfte nun interessant sein, zu erfahren, wie sich beide Bauabschnitte bezüglich der Bergschäden verhalten.

Zuschriften an die Schriftleitung.

Zum Aufsatz **„Hängebrücken mit einem Zweigelenkrahmen-Versteifungsträger“**, Jahrgang 1934, S. 137 u. 145.

1. Hängebrücken mit Bogen als Versteifungsträger habe ich in meiner Doktorarbeit, erschienen 1905 bei Engelmann in Leipzig, eingehend behandelt. Siehe „Theorie und Konstruktion versteifter Hängebrücken“, Seite 61 bis 68. Ich habe daselbst sowohl die Brücke mit einer Öffnung untersucht, wie auch die Brücke mit drei Öffnungen, wobei in letzterem Falle das System vierfach statisch unbestimmt wird. Die Gleichgewichtsbedingungen habe ich einzeln für die Unbekannten aufgestellt, auch für Temperaturwirkung, und die Einflußlinien sowohl für die Unbekannten als auch für einige typische Stäbe zur Darstellung gebracht. Das Beispiel mit den drei Öffnungen war einem von mir durchgerechneten Entwurf der M. A. N. für den ersten engeren Wettbewerb um den Ersatz der alten Schiffsbrücke in Köln — 1898 — entnommen.

Ich erlaube mir, auf obige Veröffentlichung hinzuweisen.

Lindau i. B. Dr. Bohny.

2. Die Theorie der Hängebrücken mit Bogen als Versteifungsträger ist meines Wissens erstmalig schon im Jahre 1888 von Prof. Dr.-Ing. ehr. Josef Melan im „Handbuch der Ingenieurwissenschaften, Bogen- und Hängebrücken“, 2. Aufl., S. 131, gegeben worden.

Mein Aufsatz, in welchem diese Arbeit Melans nach der Veröffentlichung der letzten Auflage dieses Werkes zitiert wurde, behandelt die Behebung des Nachteils dieses Tragwerksystems, der darin liegt, daß bei Wärmezunahme die Hängestäbe unter gewissen Bedingungen schlaff werden können. Dieser Nachteil wird für die praktischen Verhältnisse zwischen Eigengewicht und zufälliger Last behoben, indem an Stelle des Bogens ein Rahmen als Versteifungsträger gewählt und die Pendelstützen auf diesen Rahmen aufgesetzt werden. Von dieser Maßnahme ist in der Abhandlung Dr. Bohnys nirgends die Rede, auch nicht von dem erwähnten Nachteile bei Verwendung eines Bogens als Versteifungsträger. Das zweifach statisch unbestimmte System ist in der Abhandlung Dr. Bohnys bloß auf Seite 62, wie man sich überzeugen kann, nur allgemein gestreift und auch in seiner Abb. 43 die Anordnung der Kettenlagerung auf Pylonen gezeichnet, die mit dem Bogen nicht in Zusammenhang gebracht sind. Daher läßt sich zwischen der Abhandlung Dr. Bohnys und meiner ausführlichen Arbeit keine Beziehung feststellen.

Das von Herrn Dr. Bohny auf Seite 63 bis 67 seiner Abhandlung erstmalig berechnete vierfach statisch unbestimmte System wurde in meiner Arbeit rechnerisch überhaupt nicht behandelt, dagegen wurde von mir das darin in Bild 5 wiedergegebene, auch vierfach statisch unbestimmte System mit drei Öffnungen und einem über alle Öffnungen reichenden Rahmenträger anläßlich eines Entwurfs für eine Hängebrücke berechnet, das übrigens ganz anders wirkt als das von Herrn Baurat Dr. Bohny angeführte System mit drei Rahmenträgern in den Einzelöffnungen.

Im übrigen diente meine Arbeit als Basis für die strenge Behandlung des Systems nach der Verformungstheorie, die demnächst erscheint.

Brünn. Dr. Hawranek.

3. Ich kann den Ausführungen von Herrn Prof. Dr.-Ing. Hawranek nicht folgen.

Meine Doktorarbeit von 1905 enthält meines Erachtens grundlegend und genügend eingehend die Theorie der Hängebrücken mit Bogenträgern als Versteifungsträger. Es kann danach ohne weiteres das System für Eigenlast, Verkehrslast und Temperaturwirkung berechnet werden. Sache des Konstrukteurs ist es dann, die für die Ausführung maßgebenden Kräftekombinationen zu bilden und dafür — am einfachsten durch Ausnützung des Eigengewichts bei der Aufstellung — zu sorgen, daß immer genügend Zug in den Hängestäben und im Hängegurt verbleibt. Nach meinen Erfahrungen wird sich das immer erreichen lassen und es müßte

schon eine ganz abwegige Brückenanordnung vorliegen, wenn die Hängeglieder unter Temperatureinfluß schlaff werden sollten.

Auch beim Entwurf der Hängebrücke bei Köln — 1898 — ergab sich diese Feststellung. Die statische Berechnung erfolgte für Eigenlast, Verkehrslast, Temperaturwirkung, für massive und alternativ stählerne Pylonen und vorsorglicherweise sogar noch für ein eventuelles Nachgeben der Ankerkörper vom Hängegurt. Eine grundsätzliche Änderung des einmal gewählten Systems ergab sich in keiner Weise. Durch die Temperatur allein erhielten die Hängestäbe und der Hängegurt Kräfte, die noch unter 2% der Eigengewichtskräfte lagen.

Daß durch exzentrische Stellung der Pendelpfeiler auf den Rahmen eine gute Entlastung der Rahmenmomente herausgeholt werden kann, erkenne ich gerne an. Der Vorschlag wird aber dem Nichtfachmann kaum verständlich erscheinen, der Pfeiler und Rahmenstiel als senkrecht untereinander stehend erwartet.

Sehr zu begrüßen ist natürlich die Absicht, das behandelte System noch nach der Durchbiegungstheorie zu untersuchen. Der Vergleich der Ergebnisse mit denen nach der „alten" Theorie wird sehr lehrreich und wertvoll sein. Es scheint, daß zur Zeit auf diesem Gebiete vielerorts gearbeitet wird. Das größte Ausführungsbeispiel wird die große Kettenbrücke über die Donau in Wien werden, die, wie ich aus dem Büro der ausführenden Firma, der Waagner-Biró A.-G., höre, mit ihren 241,2 m Stützweite ebenfalls nach der Durchbiegungstheorie berechnet und konstruiert wird.

Lindau i. B. Dr. Bohny.

4. Anlaß zu meinen Untersuchungen gaben, wie schon erwähnt, die diesbezüglichen Ausführungen über die Wärmewirkung einschließlich der Belastung in dem sehr maßgeblichen Werke Melans, da sich mir bei zwei Entwürfen für solche Hängebrücken mit Rahmenversteifungsträgern bei der Eigengewichtswirkung und Wärmezunahme von 35° C kein Schlaffwerden der Hängestangen ergab, während dies in der angeführten Quelle für ein Beispiel mit einem Bogenträger als Versteifungsträger nachgewiesen wurde.

Es war deshalb der Ursache der verschiedenen Ergebnisse nachzugehen, und zwar auch schon deshalb, weil es meines Wissens, wenigstens bei großen Brücken, nie möglich war, das gesamte Eigengewicht der Brücke bei der Montage auf die Kette zu leiten, sondern nur einen wenn auch großen Teil. Daß man aus anderen Gründen versucht, so viel als möglich vom Gewicht an die Kette zu hängen, ist klar. Klar war es aber auch, daß, wenn die Befürchtung eines Schlaffwerdens der Hängestangen bei Hängebrücken mit Bogenversteifungsträger auftreten sollte, dies durch Einsetzen eines Rahmens an Stelle des Bogens vermieden werden kann.

Auch ich habe dem von Herrn Dr. Bohny erwähnten Umstand einer zweckmäßigen Montage in dem meiner Praxis entnommenen Beispiel Rechnung getragen und etwa $^1/_4$ der Eigengewichtslast, was sich ziffernmäßig ergab, dem Versteifungsträger zugewiesen. Die Untersuchung war aber noch deshalb notwendig, weil sich das von mir behandelte System und seine Abarten auch für kleine Spannweiten eignet und in diesem Falle das Eigengewicht kleiner wird. Dies ist auch bei großen Brücken bei Ausführung in hochwertigem Stahl der Fall.

Der zweite Punkt betrifft die Wirkung der Pylonen.

Es ist bei diesem System nicht gleichgültig, ob die Pylone auf den Widerlagern aufsitzen (Fall I) oder ob sie auf den Rahmen aufgestellt werden (Fall II), da es bei der Wärmewirkung darauf ankommt, welchen Abstand H die oberen Kettenlagerpunkte von dem Rahmenriegel nach der Wärmezunahme haben. Sieht man von dem in den zwei Fällen sich ergebenden kleinen Unterschied in der Kettenzugkraft bei sonst gleichen Hauptabmessungen ab, so ist mit den Bezeichnungen der Abhandlung der Abstand H im Falle I nach der Wärmezunahme $H = h_p(1 + \omega t) - h\,\omega t$, während er im Falle II den Wert $H = h_p(1 + \omega t)$ hat. Im Falle I ist also der Abstand kleiner, die Hängestangen erfahren also eine größere Entlastung als im Falle II, also des behandelten Systems. Dieses ist also hinsichtlich der in Rede stehenden Frage günstiger.

Werden außerdem die Pylonen in Beton oder Stein ausgeführt, so wird wegen der etwas kleineren Ausdehnungsziffer des Betons und des geringeren Wärmeleitungsvermögens bei den großen Querschnitten der Wert von H im Falle I noch kleiner, da man im Falle II den Pylon nicht aus Beton herstellen wird.

Der negative Horizontalzug H_2 der Kette für eine Wärmezunahme wird bei der Verbindung einer Kette mit einem Bogen als Versteifungsträger und damit die Entlastung der Hängestangen tatsächlich sehr groß. Man kann sich von dieser Tatsache durch Einsetzen konkreter Werte in die Gleichungen von Melan und Müller-Breslau, die für dieses Tragwerk entwickelt worden sind, überzeugen.

Wie weit diese negativen Hängestangenkräfte von den positiven Werten bei Belastung durch Eigengewicht g und die zufällige Last p aufgezehrt werden, hängt von der Größe dieser Lasten ab.

Bei dem vorliegenden System sind diese negativen Hängestangenkräfte aber klein.

Der starke Unterschied der H_1- und H_2-Kräfte bei Wärmewirkung für einen Bogen bzw. Rahmen als Versteifungsträger ist schon aus den Ausdrücken $\int y_1^2 \cdot \frac{ds}{J}$ und $\int y_1 y_2 \cdot \frac{ds}{J}$ zu ersehen, da die Ordinaten y_1 bei einem Bogen gegen die Auflager kleiner werden und bis auf 0 abnehmen, während die Rahmenordinaten dort den großen Wert h bzw. $h + cx$ haben. Außerdem kommen diese Ordinaten im ersten Integral in der zweiten Potenz vor.

Man erhält nach Melan für die Wärmewirkung allein bei einem Bogen gleicher Pfeilhöhe als Versteifungsträger die Gleichungsgruppe:

$$1{,}905\,H_1 + 1{,}995\,H_2 = O_1$$
$$1{,}995\,H_1 + 2{,}413\,H_2 = O_2,$$

während man für den Rahmen bei gleichen Hauptabmessungen der Brücke wie im Beispiel

$$5{,}503\,H_1 + 2{,}437\,H_2 = O_1$$
$$2{,}437\,H_1 + 2{,}418\,H_2 = O_2$$

enthält. Das erste der obigen Integrale hat für den Bogen den Wert 186 900, für den Rahmen 546 884, das zweite 199 500 bzw. 243 691; O_2 ist negativ. Es müssen also die Werte für H_1 und H_2 für Wärmewirkung bei dem Rahmen kleiner werden als beim Bogen; damit ist der behauptete Vorteil dieses Systems hinsichtlich der Wärmewirkung und der Kernpunkt der Frage aufgeklärt.

Die Hängestangenkraft infolge Wärmezunahme ist im vorliegenden Beispiel tatsächlich bloß —2,77 t, was für die gezogenen Schlußfolgerungen noch günstiger ist.

Wenn bei dem von Herrn Baurat Dr. Bohny angeführten Entwurfe der Hängebrücke bei Köln 1898 wegen der Wärmewirkung keine Notwendigkeit zu einer Systemänderung vorlag, so ist das selbstverständlich, da dieses System ein ganz anderes als das hier behandelte ist, denn bei dem Kölner Projekt ist die Hängegurtung steif als Fachwerk entworfen gewesen und besaß in Fahrbahnhöhe keinen weiteren Versteifungsträger. Dieses System wirkte also bei Wärmezunahme fast wie eine einfache Hängebrücke mit einem Versteifungsbalken und die für die hier in Frage stehende stärkere Entlastung der Hängestangen maßgebende Gegenbewegung der Kette und eines Bogens ist wesentlich eingeschränkt, weil die nahezu in einer Geraden liegende Fahrbahn sich nicht hebt bzw. nur um das geringe Maß das der der Fahrbahn gegebenen Sprengung entspricht.

Die Heranziehung dieses Entwurfes als Beweismittel in der Wärmefrage ist also unzutreffend.

Wie weit die von mir in den Bildern 1 bis 6 der Abhandlung gegebenen Tragwerkformen neu sind, überlasse ich ruhig der Fachwelt; ich habe sie in keiner Veröffentlichung gefunden.

Nach der Verformungstheorie ergaben sich Ersparnisse in den Momenten des Versteifungsrahmens, die bei halbseitiger Belastung im max. 12% betragen (Stielwirkung nicht inbegriffen).

Brünn. Dr. Hawranek.

Druckfehler-Berichtigung und Ergänzung

des Aufsatzes **„Hängebrücken mit einem Zweigelenkrahmen-Versteifungsträger"**, Jahrgang 1934, S. 137 u. 145.

Es ist richtig zu setzen:

In Gl. (17)/II im letzten Glied der ersten eckigen Klammer (Zähler)
$2(\mathrm{tg}\,\alpha_1 + \mathrm{tg}\,\alpha')^2 h_p$ anstatt $2(\mathrm{tg}\,\alpha_1 - \mathrm{tg}\,\alpha')^2 h_p$.

In Gl. (17)/II vorletztes Glied der zweiten eckigen Klammer
$2 s_1 \cdot \sec\alpha_1$ anstatt $l s_1 \cdot \sec\alpha_1$.

In Gl. (26) $\mathrm{tg}^2\alpha_1$ anstatt $\mathrm{tg}^2\alpha'$,
ebenso in Gl. (27) im Ausdruck für a_{11} und im 5. Integral der Gl. (27)/II.

In Gl. (27) im Ausdruck a_7 im 3. Glied $\sec^2\alpha_1$ anstatt $\sec\alpha_1$.

Auf S. 148, 2. Spalte, Zeile 7 $h' = 5{,}0$ m anstatt $h = 5{,}0$ m und in Bild 7 soll A_p, B_p anstatt A_2 und B_2 stehen.

Im Ausdruck für a_8 der Gl. (27) ist das Glied $-2h\,\mathrm{tg}\,\alpha_1$ ausgeblieben.

Auf S. 149, 5a) gleichmäßige Wärmewirkung, ist zu setzen:
$H't_1 = +46{,}36$ t anstatt $+42{,}61$ t, $H't_2 = -83{,}27$ t anstatt $-76{,}24$ t
und auf S. 151, 2. Zeile muß es richtig lauten:

$p_t = -0{,}194$ t/m, $L_t = -2{,}77$ t anstatt $L_t = -25{,}4$ t,

so daß deshalb die Schlußfolgerungen S. 151, 1. Spalte, Zeile 7 bis 13 ungültig sind und entfallen. Sie sind mit dem richtigen Werte von L_t für das vorliegende System noch viel günstiger.

Die im Ausdruck der Arbeit der Stützenkräfte in Gl. (10) u. (12) unter Δ_1 bis Δ_2' verstandenen Verschiebungen wurden in den Abhandlungen nicht durch Formeln ausgedrückt, so daß infolge des herausgehobenen Faktors $(\mathrm{tg}\,\alpha_1 + \mathrm{tg}\,\alpha')$, wie aus einer Zuschrift hervorgeht, eine Unklarheit mit Rücksicht darauf besteht, daß die Verschiebungen Δ_1' und Δ_1'' auch ein Glied mit P enthalten, was aber im Zahlenbeispiel berücksichtigt ist.

Außerdem werden beim Anarbeiten des Tragwerkes durch Verlängerung der Stablängen der Pendelpfeiler und Rahmenstiele um das Maß der elastischen Zusammendrückung durch die Montagelasten, alle von G und G_1 abhängigen Werte in Δ_1, Δ_2, Δ_1', Δ_2' zu Null, so daß unter dieser Voraussetzung und nach Fortschaffen des Anteils von P auf die rechte Seite der Gl. (28)/II die Gl. (10) u. (12) eine vereinfachte Form annehmen, und zwar:

(10) $\mathfrak{A} = -H_1\,\Delta l - H_2(\delta' + \delta'')\sec\alpha_1 - H_2 \cdot \mathrm{tg}\,\alpha_1(\Delta_1'' + \Delta_2'')$,

(12) $L_2 = -(\delta' + \delta'')\sec\alpha_1 - \mathrm{tg}\,\alpha_1(\Delta_1'' + \Delta_2'') = -\Delta z$,

dann wird:

Gl. (28)/II $-EJ\,\Delta z = EJ\,P\delta_2 + P \cdot \mathrm{tg}\,\alpha_1 \cdot \frac{hJ}{F_4} + H_1 a_2$
$+ H_2(a_5 + a_6 + a_7 + a_{11}) + EJ\,\omega t\,a_8 - EJ\,\omega\,\Delta t\,a_9$,

(30) $O_2 = \left(-P\delta_2 - P \cdot \mathrm{tg}\,\alpha_1 \cdot \frac{h}{EF_4} - \Delta z - \omega t\,a_8 + \omega\,\Delta t\,a_9\right) EJ$.

Die entwickelte Theorie läßt sich, wenn $h = 0$ gesetzt wird, auch auf gewöhnliche, mit einem Balken versteifte Hängebrücken anwenden, sobald die Lagerreibung des Versteifungsträgers berücksichtigt werden soll.

Ein nicht erwähnter Vorteil dieses Systems gegenüber einem Bogen als Versteifungsträger liegt auch darin, daß die Abstützung der Fahrbahn auf den Bogen durch Ständer und deren Queraussteifung beim Rahmen entfällt, was zu einer Gewichtsersparnis führt.

Brünn, November 1934. Dr. Hawranek.

INHALT: Neuzeitliche Festigkeitsfragen. — Zur Baustoffwahl in Bergbaugebieten. — Zuschriften an die Schriftleitung.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Schriftleitung:
Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernsprecher: C 1 Steinplatz 0011
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernsprecher: Breslau 421 61

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

8. Jahrgang | BERLIN, 1. Februar 1935 | Heft 3

Ermittlung der unter fahrenden Lokomotiven auftretenden Grenzspannungen bei stählernen Eisenbahnbrücken.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. **Karl Schaechterle**, Stuttgart.

Die dynamischen Wirkungen rollender Lasten auf Brückentragwerke werden in der statischen Berechnung durch die Einführung einer Stoßzahl berücksichtigt. Die in den Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken (BE) angegebenen Stoßzahlen (§ 16) sind auf Grund von Erfahrungen und Beobachtungen an ausgeführten Brücken geschätzt. In den letzten Jahren sind nun dynamische Meßgeräte entwickelt worden, mit denen es möglich ist, die Vorgänge in den Tragwerken unter bewegten Lasten in ihrem zeitlichen Ablauf zu erforschen und zu klären, insbesondere die in den einzelnen Konstruktionsgliedern unter fahrenden Lokomotiven und Zügen tatsächlich auftretenden Spannungen genau und zuverlässig zu messen.

Im Rahmen der von der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft eingeleiteten und nach den Weisungen des Herrn Geheimrats Dr.-Ing. ehr. Dr. techn. h. c. Schaper durchzuführenden brückendynamischen Forschungsarbeiten zur Erfassung der Einzeleinflüsse, aus denen sich die dynamischen Gesamtwirkungen zusammensetzen, sind im Bezirk der Reichsbahndirektion Stuttgart unter Mitwirkung der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart (Prof. O. Graf) mit einem neuen dynamischen Meßgerät an einem Fachwerkträger die unter verschiedenen Lokomotiven in Ruhestellung, bei langsamer und schneller Fahrt auftretenden Spannungen in Konstruktionsgliedern gemessen und aufgenommen worden. Die ausgewerteten Ergebnisse der statischen und dynamischen Messungen wurden mit den statisch errechneten Spannungen verglichen. Die Messungen können so zur Nachprüfung der bisher üblichen Rechnung und zur Beurteilung des Sicherheitsgrades herangezogen werden, weiterhin einen Beitrag zur Beantwortung der Frage liefern, wie die Statik der Tragwerke in bezug auf die dynamische Wirkung bewegter Lasten mit praktisch ausreichender Zuverlässigkeit und Genauigkeit zu ergänzen ist.

I.

Für die dynamischen Beanspruchungen von Eisenbahnbrücken sind die Wirkungen periodischer Kräfte als Resonanzerreger ausschlaggebend. Gegenüber den Radwirkungen der Dampflokomotiven (Triebradeffekt) sind die sonstigen dynamischen Wirkungen der äußeren Kräfte, die von Stoßlücken sowie Unebenheiten der Fahrflächen und von unrunden Rädern ausgehen (Stoßeffekt), oder mit der Durchbiegung der Überbauten zusammenhängen (Zimmermanneffekt), oder von der Fahrgeschwindigkeit beeinflußt sind (Timoschenkoeffekt), schließlich durch Koppelschwingungen zwischen Fahrzeug und Brücken entstehen können, von untergeordneter Bedeutung. Die größten Schwingungsausschläge treten bei Resonanz auf. Die Schwingungsausschläge in der Resonanz sind um so größer, je kleiner die Dämpfung des schwingenden Gebildes ist. Der Grad der „Aufschaukelung" beim Befahren ist bei den einzelnen Lokomotivgattungen verschieden. Das Aufschaukeln tritt besonders deutlich bei dynamisch ungünstigen Dampflokomotiven mit großem Triebradeffekt in Erscheinung. Wesentlich günstiger verhalten sich elektrische Lokomotiven ohne Triebradwirkung. Die dynamischen Gesamtwirkungen erreichen im allgemeinen ein Höchstmaß unter einer dynamisch ungünstigen Dampflokomotive, und zwar bei der sogenannten „kritischen Geschwindigkeit". Gleichphasiges Befahren der Überbauten mit zwei und mehr Lokomotiven mit derselben Stellung der Gegengewichte und nicht völlig ausgeglichenen Triebwerksteilen kommt kaum vor, angehängte Wagen haben in der Regel eine dämpfende, mithin günstige Wirkung. Die ungünstigsten Beanspruchungen der Hauptkonstruktionsglieder von stählernen Eisenbahnbrücken unter einer mit der kritischen Geschwindigkeit fahrenden Lokomotive können auf theoretischem Wege abgeleitet werden, wobei der Resonanzfall die Grundlage der dynamischen Rechnung bildet (Vorschlag Dr.-Ing. Krabbe, Essen). Vorbedingung für die Entwicklung eines praktisch brauchbaren dynamischen Rechnungsverfahrens ist die zuverlässige Bestimmung der dynamisch wirksamen äußeren Kräfte durch dynamische Raddruckdiagramme der Fahrzeuge und der Eigenschwingungszahlen der Bauwerke sowie die Ermittlung der kritischen Geschwindigkeiten, d. h. derjenigen Geschwindigkeiten, bei denen die Periode der von den unausgeglichenen Massen der Triebwerkteile ausgehenden Kräfte mit der Periode der Eigenschwingung der Brücke angenähert übereinstimmt (Resonanzfall).

II.

Mit der Stoßzahl hat man das dynamische Problem auf ein statisches zurückgeführt. Will man das wegen seiner Einfachheit beliebte und auch praktisch bewährte Verfahren beibehalten, so muß die Höhe der Stoßzahl dynamisch begründet und nachgeprüft werden, wobei zu beachten ist, daß sie sich aus einer veränderlichen dynamischen Größe, die durch Fahrzeug und Oberbau bedingt ist, und einem Brückenbeiwert zusammensetzt, der die dynamischen Eigenschaften der Brücke und ihre Arbeitsweise kennzeichnet.

In der statischen Berechnung wird die durch die Verkehrslast (Lastengruppe oder Lastenzug) in ungünstigster Stellung hervorgerufene statische Größe (Stabkraft, Moment, Querkraft . . .) mit der Stoßzahl vervielfältigt und mit den übrigen Werten (aus ständiger Last und Zusatzkräften) in ungünstigster Weise zusammengesetzt, um die Grenzbeanspruchungen zu erhalten. Zur Bestimmung der Größtwerte der Stabkräfte, Momente usw. aus der Verkehrsbelastung dienen Einflußlinien. Die übliche Auswertung von Einflußlinien, wobei man die ungünstigste Laststellung durch Probieren sucht und die maximalen Werte durch Summenbildung erhält, ist umständlich und ungeeignet, wenn an einer Brücke Untersuchungen mit einer ganz bestimmten Lastengruppe (Versuchslokomotive) vorgenommen werden sollen.

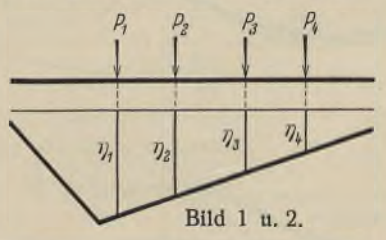


Bild 1 u. 2.

Für eine Lastengruppe (Bild 1) kann in einfacher Weise aus der für eine wandernde Einzellast $P = 1$ geltenden Einflußlinie (Bild 2) eine sogenannte Summeneinflußlinie bezogen auf den Angriffspunkt der vordersten Kraft P_1 oder irgendeine andere Bezugsachse abgeleitet werden aus

$$\eta_{Gr} = P_1\,\eta_1 + P_2\,\eta_2 + P_3\,\eta_3 + P_4\,\eta_4 + \ldots$$

Man erhält so für ein bestimmtes Tragwerk und eine bestimmte Lastengruppe (Lokomotive oder Zug) eine Summenlinie (Bild 3), die gegenüber der Ausgangslinie für eine wandernde Einzellast $P = 1$ gewissermaßen voreilt, wenn in der Fahrrichtung die erste Radlast als Bezugachse gewählt wird und nacheilt, wenn die Summenlinie beispielsweise auf die letzte Achse bezogen wird.

Die statischen Einflußlinien können am Bauwerk unmittelbar aufgenommen werden, beispielsweise die gewöhnliche Einflußlinie ($P = 1$) einer Stabkraft in einem Fachwerkträger durch selbstzeichnende Dehnungsmesser unter einem langsam und stoßfrei über die Brücke bewegten Einachswagen, die Summeneinflußlinie derselben Stabkraft durch selbsttätige Aufzeichnung der Dehnungen (Oszillogramm), die bei gleichmäßigem,

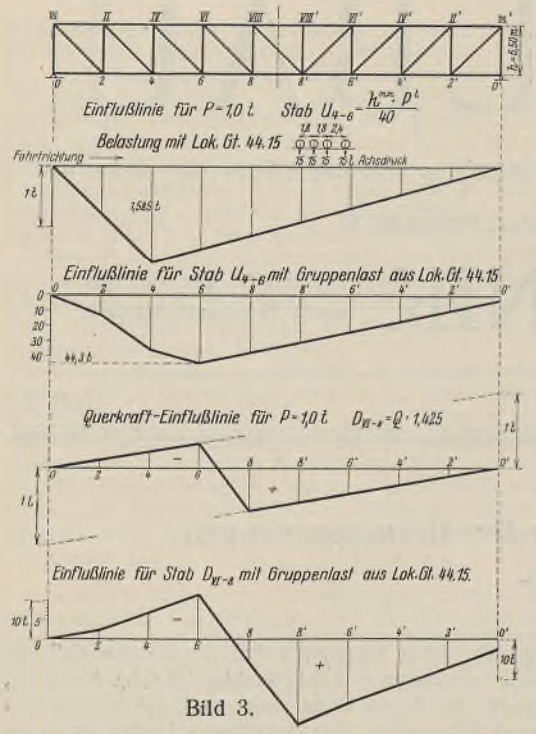


Bild 3.

Bild 5. Eisenbahnbrücke bei Münster, Strecke Untertürkheim—Kornwestheim.

langsamem und stoßfreiem Befahren durch eine bestimmte Lokomotive auftreten, wobei der Einlauf des ersten Rades auf die Brücke, der Auslauf am Brückenende, sowie Zwischenpunkte durch Kontakte im Oszillogramm festgehalten werden müssen.

Die gemessenen (wirklichen) statischen Einflußlinien weichen von den theoretisch errechneten ab, weil letztere gewöhnlich unter vereinfachenden Annahmen (z. B. gelenkartige Knotenpunkte bei Fachwerken) errechnet sind. Die am Bauwerk aufgenommenen Einflußlinien erfassen in bezug auf die Meßstelle alle Nebenwirkungen, so die Steifigkeit der Knotenpunkte, die lastverteilende Wirkung der Fahrbahn usw.

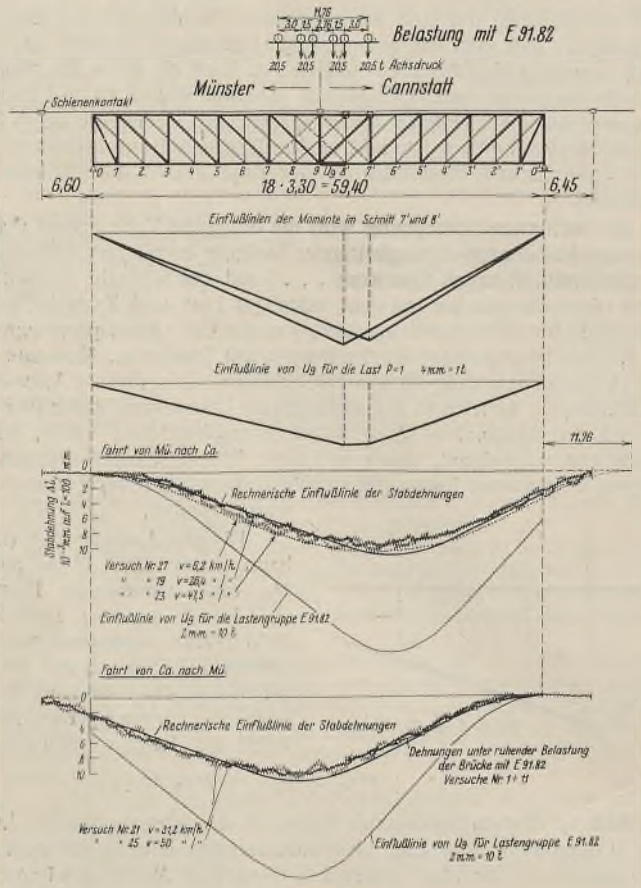


Bild 6.

Die statischen Größen werden bei schneller Fahrt von dynamischen Wirkungen überlagert. Die dynamischen Einflüsse äußern sich in Schwingungsausschlägen gegenüber der Gleichgewichtslage (statische Biegelinie). Da die dynamischen Wirkungen nicht nur von der Art des Fahrzeugs und dem Zustand des Oberbaues, sondern auch von der Bauart der Brücke Balken-, Bogen-, Hängebrücke), von der Bauform (Vollwand-, Fachwerk-)träger), von der Stützweite, von der Eigenschwingung des Überbaues, von der Lage der Meßstelle zu den Angriffspunkten der äußeren Kräfte abhängen, weiterhin die bewegten Massen, die Fahrgeschwindigkeiten und die Frequenzen der Erregerkräfte eine Rolle spielen, so muß man sich in jedem Einzelfall durch eine Reihe von Versuchsfahrten an die kritische Geschwindigkeit herantasten.

Man erhält auf diese Weise für eine bestimmte Lokomotive oder einen bestimmten Lastenzug dynamische Einflußlinien der statischen Größen, z. B. der Stabkraft bei einem Fachwerk, die den erreichten Aufschaukelungsgrad wiedergeben und durch Vergleich auf die kritische Geschwindigkeit schließen lassen. Die dynamische Einflußlinie mit den größten Schwingungsausschlägen in Vergleich gesetzt mit der bei langsamer und stoßfreier Fahrt aufgezeichneten statischen Einflußlinie (Bild 4) liefert aus

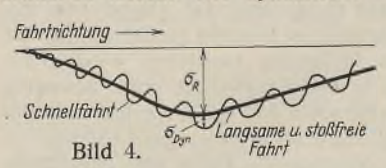


Bild 4.

$$\varphi_{Dyn}=\frac{\sigma_R+\sigma_{Dyn}}{\sigma_R}$$

die dynamische Stoßzahl, also die Zahl, mit der die rollenden Lasten zu vervielfältigen sind, um die in einem bestimmten Konstruktionsteil unter einer bestimmten Lokomotive oder einem bestimmten Lastenzug auftretende Größtbeanspruchung zu erhalten.

III.

Meßversuche zur Ermittlung der statischen und dynamischen Beanspruchung auf der Bahnbrücke Nr. 90 bei Münster, Gleis II der Strecke Untertürkheim—Kornwestheim.

Im Mai 1934 sind auf Veranlassung der Reichsbahndirektion Stuttgart von der Materialprüfungsanstalt der Techn. Hochschule Stuttgart statische und dynamische Messungen an der Bahnbrücke Nr. 90 bei Münster (Gleis II), und zwar in der ersten, bei Station Münster gelegenen Öffnung vorgenommen worden.

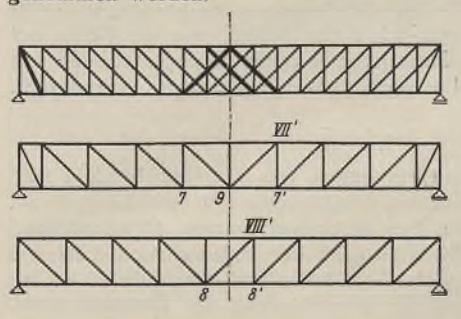


Bild 7.

Bild 8.

Bild 9.

Es handelt sich um eine Fachwerkbrücke mit obenliegender Fahrbahn und 59,40 m Stützweite. Das Trägersystem ist in den Bildern 6 bis 9 schematisch dargestellt. Gemessen wurden die in den Stäben U_9 und D_8 auftretenden Spannungen bzw. Dehnungen unter ruhender Last mit Setzdehnungsmesser, Bauart Pfander, unter bewegten Lasten mittels Kondensatormeßgeräten der Bauart Löffler und Oszillographen. Gleichzeitig sind die Durchbiegungen des Punktes 9 (Hauptträgeruntergurt in Brückenmitte) gemessen und photographisch aufgenommen worden.

Die Untersuchungen wurden mit einer leichten Dampflokomotive Gt 44.15 (Gesamtlast $4\times 15=60$ t) und einer schweren elektrischen Lokomotive E 91.10 (Gesamtgewicht $6\times 20{,}5=123$ t) durchgeführt. Mit diesen beiden Lokomotiven sollten zunächst die statischen und dynamischen Beanspruchungen in den Stäben U_9 und D_8 bei verschiedenen Geschwindigkeiten festgestellt und mit den entsprechenden Ergebnissen der statischen Berechnung verglichen werden. In den folgenden Ausführungen soll nur auf die grundsätzlichen Fragen eingegangen werden.

Die Stabdehnungen auf eine Meßlänge von 100 mm wurden mit Hilfe einer Kondensatormeßdose, bei der Kapazitätsänderungen in einem besonderen Gerät in Stromschwankungen umgeformt werden, und einem Schleifenoszillographen aufgezeichnet. Zur Auslösung der Momentverschlüsse des Oszillographen bei den Fahrten dienten Schienenkontakte

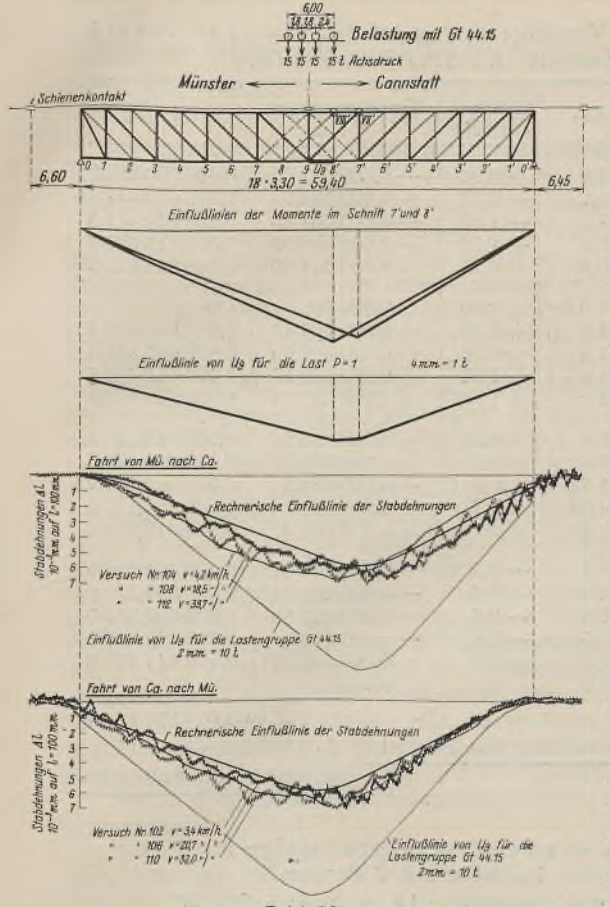


Bild 10.

der Geschwindigkeit befahren.

Die Schienenkontakte zur elektromagnetischen Auslösung des Momentverschlusses des Oszillographen befanden sich 6,6 m vor Brückenanfang und 6,45 m nach Brückenende. Die aufgenommenen Oszillogramme sind nun durch Unterteilung übertragen worden, wobei das Stück vom Anfang des Oszillogramms bis zu der markierten Brückenmitte gleich $6{,}6 + \frac{59{,}4}{2} = 36{,}3$ m, das Stück von der im Oszillogramm aufgezeichneten Brückenmitte am Anfang und Ende des Überbaus. Weitere Schienenkontakte in Brückenmitte lieferten beim Übergang des ersten Rades der Lokomotive Stromstöße, die die Einbaustelle im Oszillogramm markierten.

Zum Vergleich der Meßergebnisse bei verschiedenen Fahrten der Lokomotive war es nur nötig, die Oszillogramme auf den gleichen Maßstab umzuzeichnen. Dabei mußte nachgeprüft werden, daß die in den aufgenommenen Oszillogrammen markierte Brückenmitte beim übertragenen Streifen auch tatsächlich in der Mitte liegt. Bei den ersten aufgenommenen Diagrammen war dies nicht der Fall. Die Lokomotiven haben also die Brücke nicht mit vollkommen gleichbleibender Geschwindigkeit befahren.

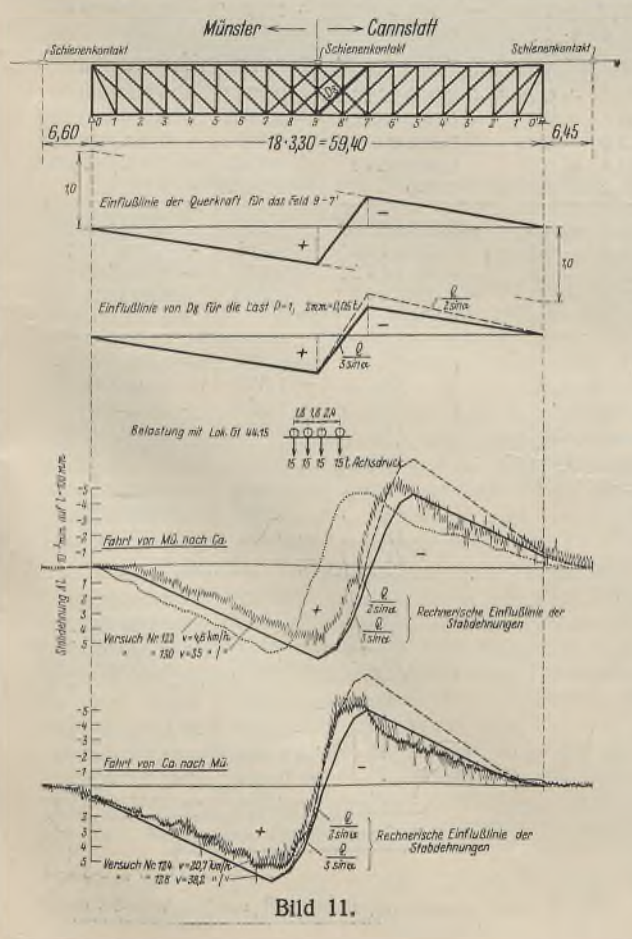


Bild 11.

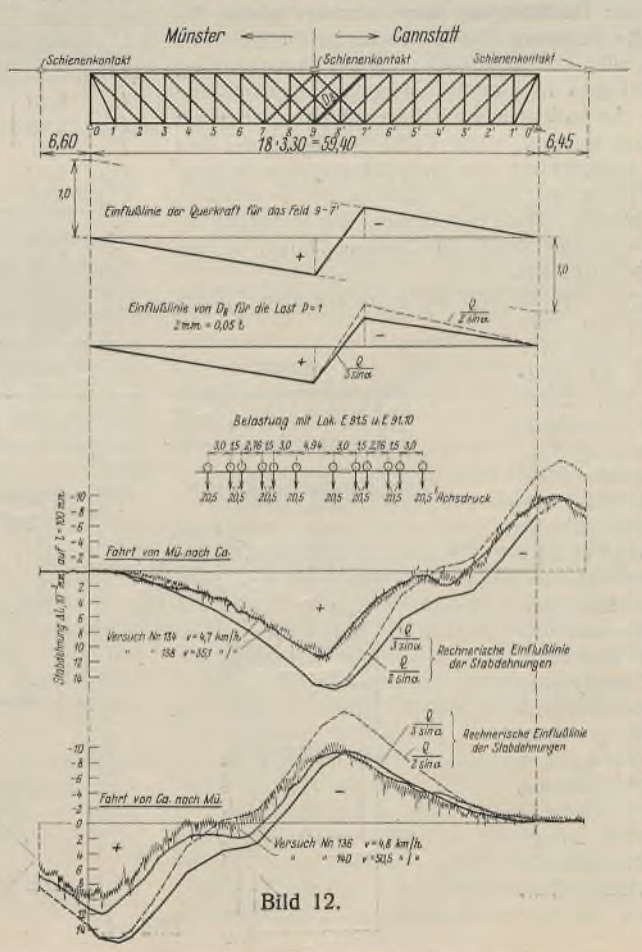


Bild 12.

mitte bis zum Oszillogrammende gleich $\frac{59{,}4}{2} + 6{,}45 = 36{,}15$ m gesetzt wurde.

Untergurtstab U_9 (Bild 6 u. 10).

Der Fachwerkträger ist vierfach statisch unbestimmt (Bild 7).

Näherungsweise erhält man die Stabkraft U_9 durch Unterteilen des Systems Bild 7 in die beiden statisch bestimmten Grundsysteme Bild 8 u. 9 unter Vernachlässigung der drei überzähligen Stäbe in Brückenmitte.

Der konjugierte Drehpunkt der Momente zur Bestimmung der Stabkraft 8 8' ist VIII', derjenige zur Bestimmung der Stabkraft 9 7' ist VII'. Somit erhält man angenähert die Einflußlinie des Stabes 9—8 aus der mit der Hauptträgerhöhe geteilten mittleren Einflußlinie der Momente in den Schnitten 7'—VII' und 8'—VIII'

$$U_9 = \frac{M_{7'} + M_{8'}}{2\,h},$$

wo h die Entfernung der Schwerlinie der Stäbe IX—VIII und 9—8 ist. Die theoretische Einflußlinie der Stabkraft U_9 für die wandernde Einzellast $P = 1$ wurde nun für die Lastengruppen E 91.82 und Gt 44.15 in den verschiedensten Stellungen zur Bildung der Summeneinflußlinie ausgewertet und das Ergebnis jeweils unter dem 1. Rad der Lastengruppe abgetragen. Damit ergaben sich zwei verschiedene Summeneinflußlinien für Fahrt von *Mü* nach *Ca* und für die Fahrt von *Ca* nach *Mü*.

Die Auswertung einer Laststellung wurde nicht auf die Schwerachse der Lokomotive bezogen, sondern jeweils auf den Angriffspunkt des 1. Rades, da bei der vorbeschriebenen Anordnung der Oszillograph durch das 1. Rad ausgelöst wird und das Oszillogramm beginnt, wenn das 1. Rad den ersten Schienenkontakt überfährt. Daraus erklärt sich auch das scheinbare Vorauseilen der Summeneinflußlinie für die Lastgruppe gegenüber der üblichen Einflußlinie bei der Fahrt von *Mü* nach *Ca* und das Nacheilen bei der Fahrt in umgekehrter Richtung *Ca* nach *Mü*.

Die Summeneinflußlinie der Stabkraft U_9 für eine bestimmte Lastengruppe stellt entsprechend der Gleichung

$$\Delta l = \frac{P\,l}{E\,F}$$

gleichzeitig die Einflußlinie der Stabdehnungen für die betreffende Lastengruppe dar.

Schrägstab D_8 (Bild 11 u. 12).

Die Einflußlinie des Diagonalstabes ergibt sich aus der Einflußlinie der Querkräfte für das Feld 9—8 entsprechend der Gleichung

$$D = \frac{Q}{\sin\alpha}.$$

Die Einflußlinie der Querkraft für das Feld 9—8 erhält man näherungsweise als arithmetisches Mittel aus den Einflußlinien der Querkraft für Feld 8' 6' (Bild 11) und für Feld 9—7'.

An der Aufnahme der Querkraft beteiligen sich außer der zu untersuchenden Diagonale D_8 im Feld 9—8' noch eine gleichgerichtete und zwei Gegendiagonalen, im Feld 8' 7' noch eine gleichgerichtete und eine schlaffe Gegendiagonale. Die Einflußlinie der Diagonale D_8 wurde nun aufgezeichnet, einmal für den Fall, daß sich drei Diagonalen an der Aufnahme der Querkräfte beteiligen (ganz ausgezogene Linie), das andere Mal für den Fall, daß an der Aufnahme der positiven Querkräfte drei Diagonalen, der negativen Querkräfte nur zwei Diagonalen beteiligt sind (gestrichelte Linie).

Beide Einflußlinien wurden für die Lastgruppen E 91,5 + E 91.10 und Gt 44.15 bezogen auf das vorderste Rad der Lastengruppe ausgewertet. Die gesuchten Summeneinflußlinien der Stabdehnungen erhält man wieder wie beim Untergurtstab aus der Gleichung

$$\Delta l = \frac{P\,l}{E\,F}.$$

Meßergebnisse und Rechnung.

Die auf Grund der statischen Berechnung aufgezeichneten Summeneinflußlinien stimmen mit den an der Brücke bei langsamer und stoßfreier Fahrt aufgenommenen Dehnungslinien angenähert überein. Die übliche Näherungsberechnung des vierfach statisch unbestimmten Fachwerks durch Zerlegen in zwei statisch bestimmte Grundsysteme liefert hiernach praktisch ausreichend genaue Ergebnisse.

Die zum Vergleich eingezeichneten Oszillogramme zeigen die bei höheren Geschwindigkeiten auftretenden Schwingungsausschläge. Besonders deutlich tritt die Aufschaukelung durch die Lokomotive Gt 44.15 in Erscheinung.

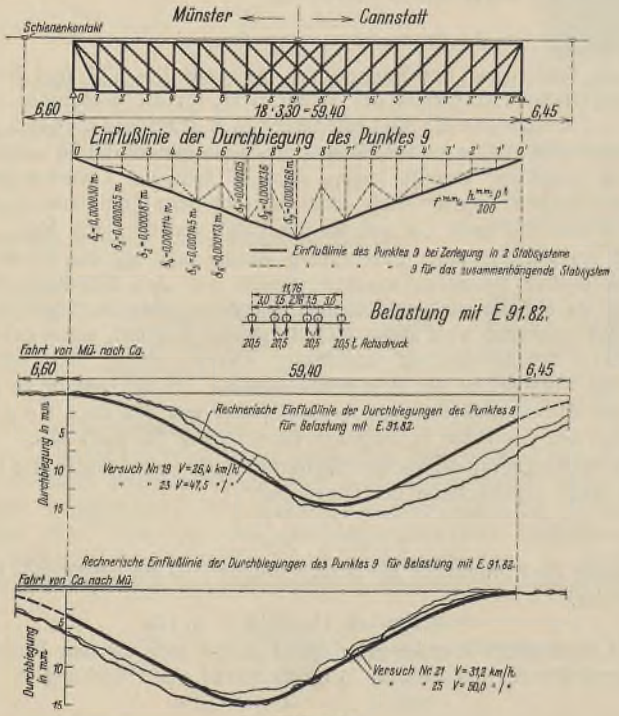


Bild 13.

Durchbiegungen in Brückenmitte (Bild 12).

Nach dem Maxwellschen Satz von der Gegenseitigkeit der Verschiebungen ist die Einflußlinie der Durchbiegung eines Punktes gleich der Biegelinie des Trägers für die Belastung $P = 1$ in diesem Punkte. Für das vorliegende Stabsystem ergibt sich theoretisch unter der Voraussetzung reibungsloser Gelenke der im Bild 13 punktiert dargestellte gebrochene Linienzug als Biegungslinie. Im vorliegendem Falle erschien es aber mit Rücksicht auf die Gruppenlast geboten, unter Vernachlässigung der drei überzähligen Stäbe, in den Mittelfeldern das Hauptträgersystem in zwei statisch bestimmte Grundsysteme zu zerlegen und je mit $P = 0{,}5$ in Punkt 9 (Brückenmitte) zu belasten. Nach Bestimmung der Stabkräfte für diese Belastungszustände (rechnerisch oder mit Cremonaplänen) wurden die Verlängerungen der Stäbe errechnet.

Mit diesen Verlängerungen ergeben sich für jedes einzelne System die lotrechten Verschiebungen der Untergurtknotenpunkte aus einem Williotschen Verschiebungsplan als nahezu stetige Linienzüge (Bild 14). Diese sind zur Einflußlinie der Durchbiegung des Punktes 9 zusammengestellt worden. Ähnlich wie für die Stabkräfte können nun auch für die Durchbiegungen Einflußlinien für die Lastengruppe Gt 44.15 und E 91.5 + E 91.10 in Summeneinflußlinien bezogen auf das vorderste Rad aufgetragen werden. Die Ergebnisse dieser Rechnung stimmen mit den Meßergebnissen gut überein. Die dynamischen Einflüsse sind unbedeutend. Bemerkenswert ist, daß die gemessenen Durchbiegungen in der ersten Hälfte des Überbaues (Einfahrt) kleiner, in der zweiten Hälfte (Ausfahrt) größer sind als die berechneten Durchbiegungen. Es ist möglich, daß die Erscheinung mit dem Zimmermanneffekt zusammenhängt.

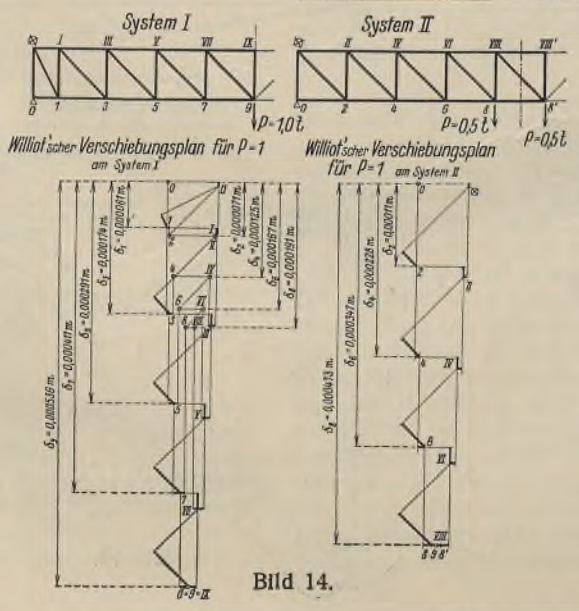


Bild 14.

Stabkräfte und Verlängerungen infolge $P = 1$ t im Punkt 9 (System I). $E = 2100$ t/cm² (Bild 14).

Stab	Länge s m	F cm²	Stabkraft S t	Verlängerungen Δs m	$S \cdot \Delta s$
O_{01}	3,30	319,5	— 0,26	— 0,000 001 78	0,000 000 033 28
O_{13}	6,60	418,1	— 0,77	— 0,000 005 79	0,000 000 445 83
O_{35}	6,60	537,1	— 1,27	— 0,000 007 45	0,000 009 461 5
O_{57}	6,60	616,4	— 1,76	— 0,000 008 99	0,000 015 822 4
O_{79}	6,60	616,4	— 2,25	— 0,000 011 50	0,000 025 875 0
U_{01}	3,30	171,0	0,00	0,000 00	0,0
U_{13}	6,60	197,6	+ 0,26	+ 0,000 004 14	0,000 001 076 4
U_{35}	6,60	311,5	+ 0,76	+ 0,000 007 66	0,000 005 821 6
U_{57}	6,60	428,0	+ 1,25	+ 0,000 009 17	0,000 011 462 5
U_{79}	6,60	486,2	+ 1,76	+ 0,000 011 38	0,000 020 028 8
D_{01}	7,18	105,8	+ 0,56	+ 0,000 018 10	0,000 010 136 0
D_{13}	9,21	105,8	+ 0,71	+ 0,000 029 45	0,000 020 909 5
D_{35}	9,28	81,84	+ 0,71	+ 0,000 038 3	0,000 027 193 0
D_{57}	9,32	64,68	+ 0,71	+ 0,000 048 7	0,000 034 577 0
D_{79}	9,33	48,40	+ 0,71	+ 0,000 065 2	0,000 046 292 0
P_0	6,39	301,8	— 0,5	— 0,000 005 04	0,000 002 520 0
P_1	6,39	178,0	— 0,5	— 0,000 008 54	0,000 004 270 0
P_3	6,43	101,2	— 0,5	— 0,000 015 13	0,000 007 565 0
P_5	6,52	83,5	— 0,5	— 0,000 018 6	0,000 009 300 0
P_7	6,575	70,0	— 0,5	— 0,000 022 35	0,000 011 175 0
P_9	6,59	70,0	0,0	0,000 0	0,0

$\Sigma = 0{,}000\,268\,276\,8$

rechnerische Einsenkung des Punktes 9: $2 \cdot 0{,}000\,268 = 0{,}000\,536$ m

gemessen $\delta_9 = 0{,}000\,536$ m

Stabkräfte und Verlängerungen infolge $P = 0{,}5$ t in den Punkten 8 u. 8' (System II).
S' = Stabkräfte infolge $P = 1$ t im Punkt 8 (Bild 14).

Stab	Länge s m	F cm²	Stabkraft S t	Verlängerungen Δs m	S' in t	$S' \cdot \Delta s$ in m
O_{02}	6,60	349,5	— 0,515	— 0,000 004 65	— 0,565	+ 0,000 002 63
O_{24}	6,60	497,5	— 1,02	— 0,000 006 45	— 1,129	+ 0,000 007 28
O_{46}	6,60	616,4	— 1,51	— 0,000 007 7	— 1,694	+ 0,000 013 05
O_{68}	6,60	616,4	— 2,01	— 0,000 010 25	— 2,256	+ 0,000 023 10
U_{02}	6,60	144,6	0,00	0,000	0	0
U_{24}	6,60	253,2	+ 0,51	+ 0,000 006 33	+ 0,565	+ 0,000 003 58
U_{46}	6,60	369,7	+ 1,01	+ 0,000 008 58	+ 1,129	+ 0,000 009 68
U_{68}	6,60	457,1	+ 1,505	+ 0,000 010 35	+ 1,694	+ 0,000 017 55
U_{89}	6,60	515,3	+ 2,01	+ 0,000 012 25	+ 1,803	+ 0,000 022 10
D_{02}	9,19	120,6	+ 0,72	+ 0,000 026 15	+ 0,7923	+ 0,000 020 70
D_{24}	9,25	94,6	+ 0,71	+ 0,000 033 05	+ 0,7923	+ 0,000 026 20
D_{46}	9,31	73,0	+ 0,71	+ 0,000 043 05	+ 0,7923	+ 0,000 034 10
D_{68}	9,32	52,4	+ 0,71	+ 0,000 060 1	+ 0,7923	+ 0,000 047 60
$D_{88'}$	4,66	57,2	0,00	0,000	+ 0,6327	0
P_0	6,39	301,8	— 0,5	— 0,000 005 04	— 0,556	+ 0,000 002 80
P_2	6,44	109,4	— 0,5	— 0,000 014 0	— 0,556	+ 0,000 007 78
P_4	6,52	97,2	— 0,5	— 0,000 015 95	— 0,556	+ 0,000 008 87
P_6	6,57	76,0	— 0,5	— 0,000 020 6	— 0,556	+ 0,000 011 45
P_8	6,58	60,8	0,0	0,000	0	0
$O_{8-8'}$					— 2,256	+ 0,000 023 10
$O_{8'-6'}$					— 1,803	+ 0,000 018 50
$O_{6'-4'}$					— 1,352	+ 0,000 010 40
$O_{4'-2'}$					— 0,902	+ 0,000 005 82
$O_{2'-0'}$					— 0,451	+ 0,000 002 10
$U_{8'-6'}$					+ 1,352	+ 0,000 014 00
$U_{6'-4'}$					+ 0,902	+ 0,000 007 73
$U_{4'-2'}$					+ 0,451	+ 0,000 002 86
$U_{2'-0'}$					+ 0	+ 0
$D_{8'-8'}$					+ 0,6327	+ 0,000 038 00
$D_{4'-6'}$					+ 0,6327	+ 0,000 027 20
$D_{2'-4'}$					+ 0,6327	+ 0,000 020 90
$D_{0'-2'}$					+ 0,6327	+ 0,000 016 55
$P_{8'}$					— 0,444	0
$P_{6'}$					— 0,444	+ 0,000 009 15
$P_{4'}$					— 0,444	+ 0,000 007 09
$P_{2'}$					— 0,444	+ 0,000 006 22
$P_{0'}$					— 0,444	+ 0,000 002 24

rechnerische Einsenkung:

$\Sigma = + 0{,}000\,470\,33$ m

gemessen $\delta_8 = + 0{,}000\,473$ m

Beitrag über die Stahlkonstruktionen der Wettbewerbsentwürfe um die Kongreßhalle in Hamburg.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. **Alfred Junge**, Hamburg.

Übersicht.

Im folgenden werden einige Stahlkonstruktionen besprochen, die im Zusammenhang mit den Wettbewerbsentwürfen für die Kongreßhalle in Hamburg seitens der Projektbearbeiter vorgeschlagen wurden.

Während bereits in anderen Zeitschriften[1]) Veröffentlichungen im Sinne der Wettbewerbsgrundlagen, vom Standpunkt des entwerfenden Architekten aus betrachtet, gemacht wurden, sollen hier einige der den Konstrukteur interessierenden Stahlkonstruktionen preisgekrönter Entwürfe besprochen werden. Die Fülle des vorliegenden Materials, allgemein in planungstechnischer und im besonderen in konstruktiver Hinsicht, ist derart groß, daß es hier nur möglich ist, die dem Verfasser seitens der Architektenschaft freundlicherweise zur Verfügung gestellten Unterlagen vom allgemeinen Gesichtspunkte aus und im Sinne der Gedanken des jeweiligen Wettbewerbsteilnehmers zu behandeln. Im Gegensatz zu den allgemeinen Gepflogenheiten des Konstrukteurs, eine Konstruktion vorwiegend vom Standpunkte der konstruktiven Wertigkeit und Wirtschaftlichkeit aus zu behandeln, ist es bei Konstruktionsentwürfen, wie sie im Zusammenhang mit der Entwurfsbearbeitung eines außergewöhnlichen Objektes, wie des vorliegenden, sich ergeben, erforderlich, in erster Linie diejenigen Forderungen zu erfüllen, die sich aus den Bedingungen für die innere und äußere Raumgestaltung des Bauwerks, im Zusammenhange mit den Fragen der Akustik, der Verkehrstechnik und der architektonischen Wirkung ergeben. Demzufolge ist es in dem vorliegenden Falle also nicht möglich, die Wertigkeit einer Konstruktion in mehr einseitiger Weise, wie allgemein in der Konstruktionspraxis vorwiegend üblich, lediglich nach statisch-konstruktiven und wirtschaftlichen Gesichtspunkten zu betrachten.

Das Programm, das den Entwurfsbearbeitern als Unterlage diente, sei zunächst angeführt:

Der Ausschreibung des Wettbewerbs lag der Gedanke zugrunde, einen würdigen Rahmen für Veranstaltungen großen Stils zu schaffen. Von wesentlicher Bedeutung war dabei der Programmpunkt der Teilbarkeit der Räume, um sie für mehrere gleichzeitig stattfindende Veranstaltungen benutzbar zu machen. Die Halle soll folgenden Zwecken dienen: Massenversammlungen und Kongressen jeder Art, Sportveranstaltungen, insbesondere leichtathletischen Wettkämpfen, Reit- und Fahrturnieren, Theater- und Musikaufführungen, Aufführungen von Massenchören, Gesellschaftlichen Veranstaltungen, Ausstellungen aller Art.

Es muß möglich sein, bei Massenversammlungen 60 000 Menschen größtenteils auf Stehplätzen unterzubringen. Höchstens die Hälfte dieser Zahl darf in unmittelbar an die Kongreßhalle angrenzenden Ausstellungshallen untergebracht werden. Auch bei 60 000 Menschen darf die schnelle und reibungslose Entleerung der Halle und die Überleitung der Menschenmassen in die angrenzenden Straßenzüge und zu den Verkehrsanlagen nicht leiden. Ausgänge, Treppen, Umgänge, Rang- und Gestühlanlagen haben den Bestimmungen für Versammlungs- und Theaterräume zu entsprechen.

Beim Entwurf der Halle ist von einer Sportarena mit umgebenden ansteigenden, festen Gestühlreihen auszugehen. Alles übrige Gestühl muß sich leicht beseitigen lassen, um bei Massenveranstaltungen Raum für Stehplätze zu gewinnen, wobei auch die Fläche der Arena für Stehplätze mitbenutzt werden soll. Die Arena muß von einer 6,25 m breiten und 300 m langen Laufbahn umrandet sein.

Nicht allein bei Versammlungen und Veranstaltungen geringeren Umfanges soll jeder Vorgang in der Arena von allen Plätzen aus gesehen werden können, auch bei Mitbenutzung der angrenzenden Ausstellungshallen zu Massenversammlungen (60 000 Menschen) muß der Platz des Redners und seiner Begleitung möglichst allen Teilnehmern sichtbar sein. Es steht nichts im Wege, dies dadurch zu erleichtern, daß das Rednerpodium heb- und versenkbar eingerichtet wird.

Die Kongreßhalle soll so eingerichtet sein, daß sie — etwa durch mechanisch bewegliche Wände — in mehrere für sich abgeschlossene Teile für Versammlungen geringeren Umfanges zerlegt werden kann. Die gleichzeitige Benutzung der einzelnen Teile für verschiedene Zwecke muß möglich sein. Die anschließenden Teile der Ausstellungshallen müssen ebenfalls, etwa durch mechanisch bewegliche Wände, von der Kongreßhalle abgetrennt werden können.

Alle Trennungs- und Umgestaltungseinrichtungen müssen schnell, bequem und mit geringsten Kosten arbeiten können.

Das Programm zeigt, daß hier baulich außergewöhnliche Verhältnisse vorliegen, die nicht nur von dem Architekten, sondern auch von dem Konstrukteur besondere Maßnahmen verlangen.

Im folgenden seien die verschiedenen Entwürfe der Entwurfsverfasser besprochen:

1. Entwurfsverfasser:

Arch. B.D.A. Reg.-Baumstr. Konstanty Gutschow, Hamburg.

Mitarbeiter: a) Architekt B.D.A. Klaus Hoffmann, Hamburg. b) Baurat Ernst Petzold, Zittau, für Akustik. c) Saupe & Mielke G.m.b.H., Berlin, für Heizung und Lüftung. d) Carl Flohr A.-G., Berlin, für Aufteilungsvorrichtungen. e) Bildhauer Rewaldt, Hamburg, für Plastik. f) Für die Konstruktion: Dr.-Ing. H. Zippel, Hamburg, mit Fried. Krupp A.-G., Friedrich-Alfred-Hütte, Rheinhausen (ein 2. Preis).

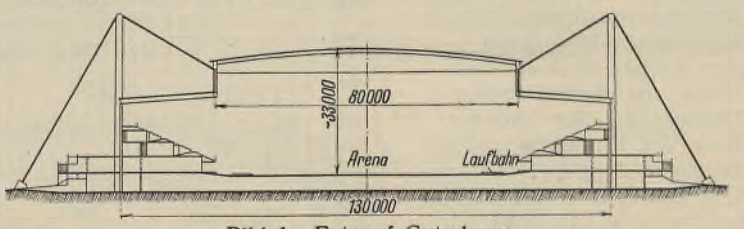


Bild 1. Entwurf Gutschow.
Ursprünglich geplante Hängekonstruktion.

Die wesentlichen Entwurfsgedanken der Verfasser, aus denen die Konstruktionsform sich zwangsläufig entwickelt, seien hier zunächst angegeben:

„Um ein einheitliches Zusammengehörigkeitsgefühl und ein einheitliches Gemeinschaftserlebnis lebendig werden zu lassen, müssen zu große Ausdehnungen der Halle in einer Richtung vermieden werden, weil sonst jeglicher Kontakt zwischen Führer und Gefolgschaft, ein persönliches Fluidum erlischt. Deshalb ist von vornherein ein länglich-rechteckiger Grundriß unmöglich, der zwar den wirtschaftlichen Vorteil geringerer Spannweite hat. Die Menschen sind vielmehr nach Möglichkeit auf einer annähernd quadratischen Fläche zu sammeln; ferner aber ist es notwendig, die ungeheure Menschenmasse, sonst amorph, zu gliedern und auszurichten, ihr Gesicht und Ziel zu geben. Aus diesen beiden Grundforderungen heraus entsteht der längsgerichtete Raum auf einer annähernd quadratischen Grundrißfläche. Die Längsbewegung des Raumes entsteht vor allem durch das herausgehobene Mittelschiff, durch den stützenfreien, basilikalen Querschnitt.

Bild 3. Entwurf Gutschow. Front- und Längsansicht.

Als konstruktive Lösung für diesen raumkünstlerisch bestimmten Querschnitt war zuerst an eine Hängekonstruktion gedacht (Bild 1), weil die Eleganz und Leichtigkeit dieser Konstruktionsweise reizte. Bei der Durcharbeit aber zeigte sich, daß die besondere, eigenartige Schönheit der Hängekonstruktionen, wie wir sie vom Brückenbau her kennen, beim Bau einer Halle schwerlich erreicht werden kann, weil die konstruktiven Linien nicht genügend verfolgt und gefühlt werden können. Die scheibenmäßige Ausfüllung der senkrechten Konstruktionsebene verdeckt vollends die Konstruktionslinien, die offene durchsichtige Lösung wirkt leicht zu unruhig. So entstand die gewählte Lösung, die die Aufgabe des Überspannens in zwei Elemente teilt: die Kragbinder und die aufgesetzten Hallenbinder.

Akustische Gründe bestimmten vor allem die Aufteilung der Deckenfelder in einem tiefen Relief, um den Betrag des zurückgeworfenen Schalles, der durch eine absorbierende Verkleidung schon möglichst gering ist, noch weiter zu verringern und zu zerstreuen. Akustische Gründe bestimmten ferner, neben denen der besseren Sicht, die kurvenförmige Überhöhung der Tribünen. Eine Konstruktionsauswahl nach rein wirtschaftlichen Gesichtspunkten kam hier also nicht in Frage."

[1]) Ztribl. d. Bauv. 1934, S. 449. — Die Baugilde 1934, S. 511. — Bau-Rundschau 1934, S. 149. — Bautechn. 1934, S. 581.

Bild 2 zeigt den Grundriß, Bild 3a und b Front- und Längsansicht des Entwurfs.

Die freitragende, stählerne, geschweißte Hallenkonstruktion besteht aus den Kragbindern der Seitenschiffe und den schwach überhöhten Bindern des Mittelschiffes. Die Hauptbinder, bis an den Halbkreis des Grundrisses ausgeführt, mit 17 m gegenseitigem Abstand, werden durch Zwischenbinder, deren Lasten zum Teil durch Aussteifungsträger, an den Grenzen zwischen Mittel- und Seitenschiff liegend, auf die Kragträger übertragen werden, sekundär belastet. Bild 4a bis c zeigt die Gesamtübersicht der Binderkonstruktionen. Der Kragträger ruht in etwa $^1/_3$ vom äußeren Ende auf einer Stütze von kastenförmigem Querschnitt. Am äußeren Ende des Kragarmes hängt an einem Zugglied, dessen Querschnitt, um die Zugfunktion äußerlich besser in Erscheinung treten zu lassen, rund ausgebildet wurde, das im Boden untergebrachte, tief gegründete Gegengewicht in Beton. Die Druckstütze des Kragarmes steht also, wie die Bilder 4 u. 5 zeigen, mit der Außenwand der Halle bündig; ferner ist aus Bild 5, der Modellaufnahme, die vorteilhafte Wirkung der Kragkonstruktion mit den Zuggliedern und dem von ihnen getragenen scheibenartigen Mittelschiffteil gut ersichtlich. Zur Aufnahme seitlicher Kräfte (Windkräfte) ist die Tribünenkonstruktion mit herangezogen worden. Die Kragträger erhalten eine dem Momentenverlauf des Kragträgers angemessene Form und kastenförmigen Querschnitt (Bild 4). Die Form ergibt sich vorwiegend auch mit Rücksicht auf die architektonische Wirkung der äußerlich sichtbaren Kragträger. Haupt- und Zwischenbinder des Mittelschiffes bestehen aus Blechträgern normaler Konstruktion (Bild 4). Das System der Hauptpfetten mit 10 m Abstand überträgt die Last der Zwischenbinder auf die Hauptbinder. Die auf Haupt- und Zwischenbindern liegenden Sekundärpfetten tragen die Dachhaut. In dem halbkreisförmigen Teil des Grundrisses sind die Binder strahlenförmig auf den Anfallspunkt, Mittelpunkt des Halbkreises, gerichtet. Für diesen Teil des Grundrisses ist also eine Sonderausbildung erforderlich, die jedoch konstruktiv Schwierigkeiten bereitet.

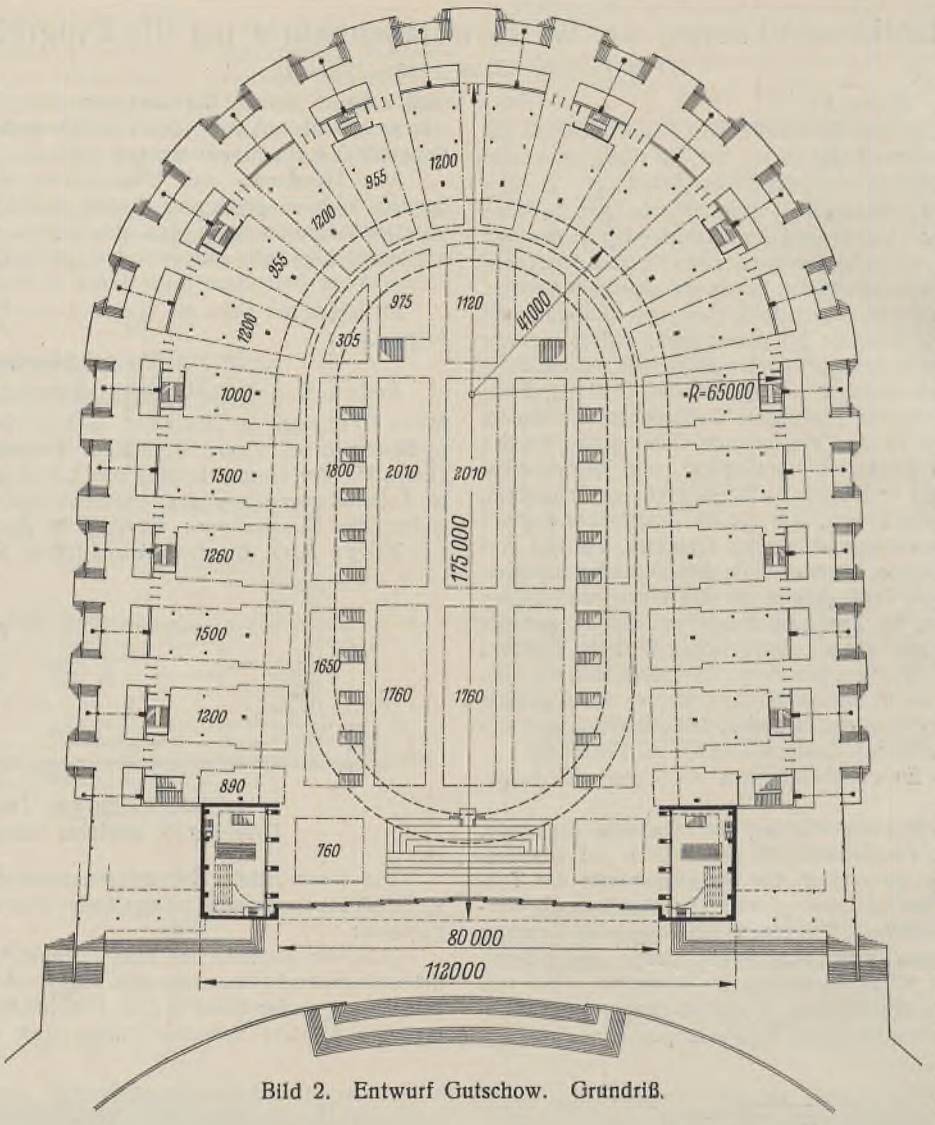


Bild 2. Entwurf Gutschow. Grundriß.

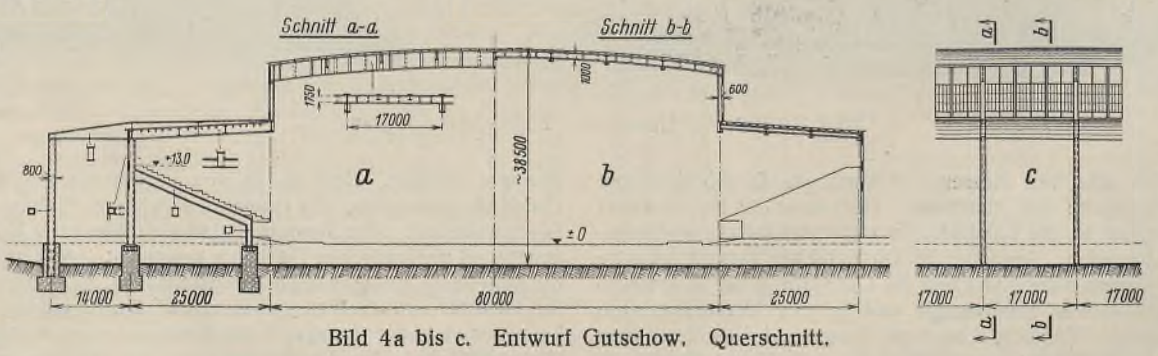


Bild 4a bis c. Entwurf Gutschow. Querschnitt.

Bild 5. Entwurf Gutschow. Modell.

Die Hauptbaustoffe, die äußere Erscheinung der Halle bestimmend, sind folgende: Die Stahlkonstruktion, deren statische Funktion unterstrichen und deutlich ablesbar ist, in hellem Stahlgrau (mit aufgespritztem Farbüberzug unter Aluminiumzusatz), die großen Glasflächen zwischen Eisensprossen, die Dachflächen in hellgrauem Welleternit, die Klinkerflächen der Seitenbühnentürme, die in den Fronten große Hoheitszeichen in plastischer Keramik tragen und auf ihren Seitenflächen in großen Linien mit farbiger Keramik gegliedert sind, die Betonflächen der die Halle umgebenden Hochwege und Treppenanlagen in schalungsraschem Kiesbeton.

Die innere Wirkung der Halle beruht auf denselben Elementen in völliger Einheit von Innen und Außen. Dazu kommen die Deckenflächen in Holzfaserplatten in hellem Naturton und die Holzflächen der Tribünensitze, die ebenfalls in gebräuntem Naturton stehen bleiben.

Die Seitentürme bestehen aus einer Stahlkonstruktion mit Ausfachung und Verblendung. Die Unterkonstruktion der Halle, wie die der umgebenden Hochwege, Treppenanlagen und Terrassen, ist in Eisenbeton vorgesehen.

Außer den Hallenkonstruktionen stellen die Konstruktionen der nach dem Programm geforderten verschieblichen Trennungswände, zwecks Teilung des Hauptraumes in mehrere voneinander getrennt zu benutzende Einzelräume, besondere Aufgaben an den Konstrukteur. Für den Entwurf Gutschow seien die Hauptleitgedanken für die Konstruktion und die Anordnung derartiger Wände kurz angegeben.

Die Abtrennungswände, die die innere Arenafläche von den umgebenden Arenaflächen unter den Tribünen abtrennen, sind an zwei verschiedenen Stellen einzurichten, entweder in der Flucht der vorderen Tribünenstützen oder in der Flucht der zweiten Stützenreihe. Die Abtrennwand besteht aus etwa 4 m hohen, für beide Fälle gleich zu benutzenden Wandtafeln, die in vorbereitete Schienen einzuhängen sind. Nach Bedarf werden Türelemente eingefügt.

Die Teilungswand, die die Halle in mehrere Teile

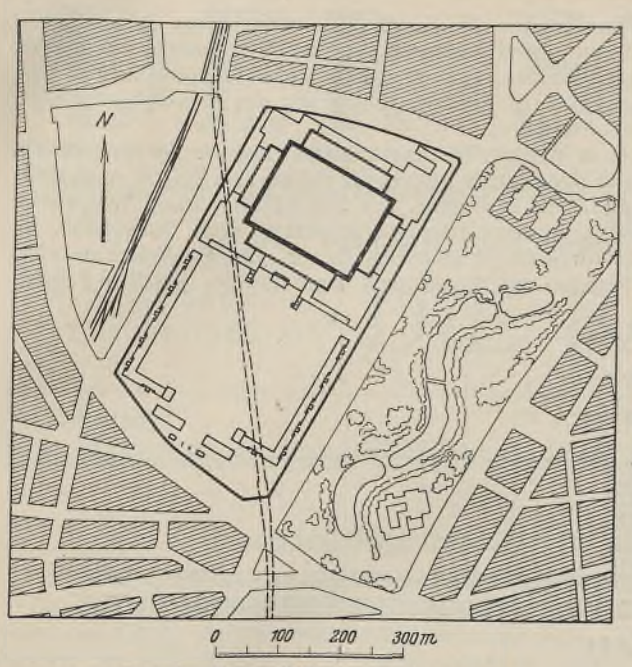


Bild 6. Entwurf Behrens. Lageplan.

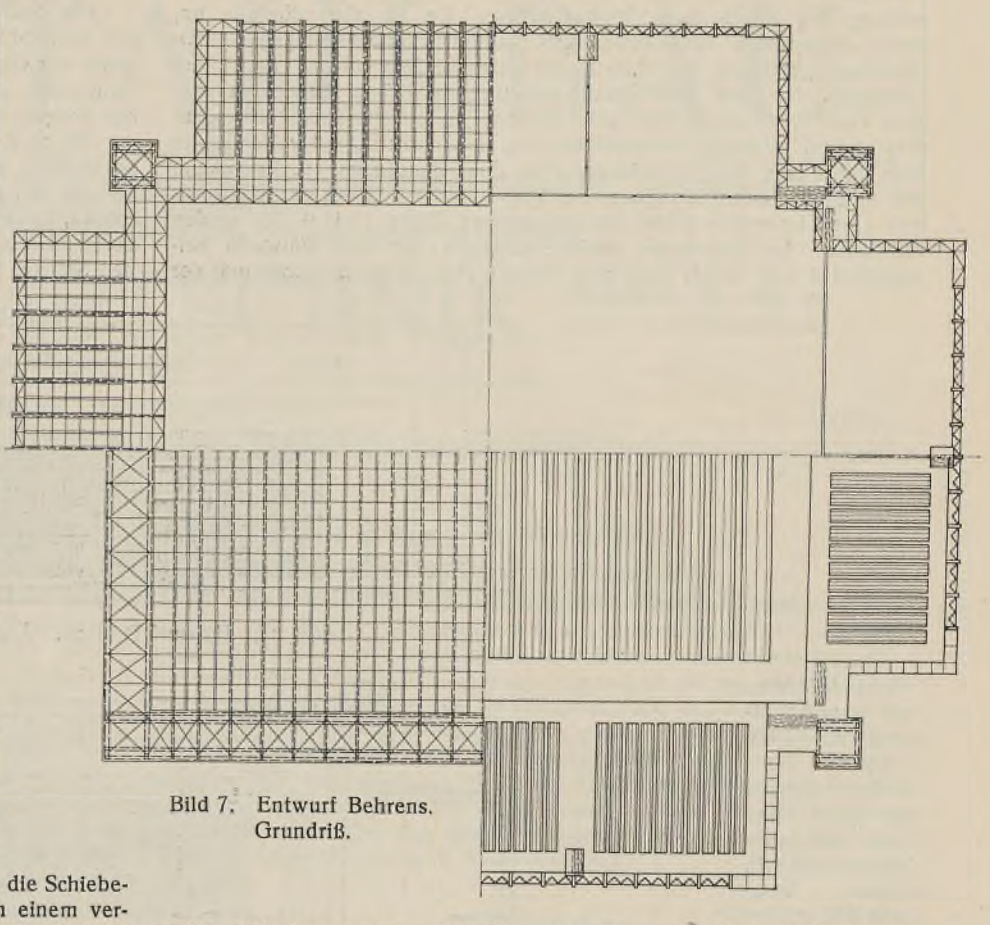


Bild 7. Entwurf Behrens. Grundriß.

unterteilt, ist auf zweierlei Arten zu konstruieren, entweder als verschiebbare oder als örtlich zu montierende Wand. Im mittleren Deckenfeld von 80 m Spannweite bewegt sich eine Schiebebühne nach Art der Schiebebühnen in Industriehallen. Diese Schiebebühne stellt gewissermaßen einen beweglichen Schnürboden dar. Im ersten Falle werden aus den Seitenbühnentürmen etwa 7,30 m breite Wandelemente in die Schiebebühne hinausgeschoben, wobei der Hauptteil der Lasten von einem verschiebbaren Unterwagen, der versenkbar ist, aufgenommen wird. Nun ist die Teilungswand an eine beliebige Binderstelle der Halle verfahrbar. Im Prinzip ähnlich, werden die Trennwandteile der Tribünendreiecke gegen die Stirnwand zum Verschwinden gebracht. Im anderen Fall wird die Teilwand der Breite nach in 11 Teile und der Höhe nach in 6 Teile aufgeteilt und aus einzelnen Kasten von nach oben hin sich verjüngender Tiefe (zwischen 4 m und 3 m tief) mittels der Schiebebühne und auf ihr sich bewegender Laufkatze aufmontiert. Diese Kasten bestehen aus Wandseiten von 1 m Eigenkonstruktionstiefe und abzumontierenden Hinterkonstruktionen. Die einzelnen Teile sind durch die Senkbühnenlöcher im Fußboden in den Untergeschoßräumen abzustellen. Die erste Ausführung gewährleistet zwar schnellste Herstellung der Aufteilung, erfordert aber recht hohe Anlagekosten. Die zweite Ausführung ist wesentlich billiger, erfordert in jedem Fall dafür einen höheren Lohnaufwand und etwas mehr Zeit für die Montage. Akustisch lassen sich beide Ausführungsformen gleich einwandfrei konstruieren.

2. Entwurfsverfasser: Professor Dr. Peter Behrens, Wien.
Statischer Mitarbeiter: Ingenieur Rob. Schindler (ein 1. Preis).

Hier folgen die Entwurfsgedanken der Entwurfsverfasser:

Allgemeine konstruktive Erläuterungen. Der Beschreibung der technischen Konstruktion dieses Entwurfes soll folgendes vorangestellt werden:

Bei dem hier vorliegenden, groß angelegten Hamburger Ideenwettbewerb handelt es sich um einen Hallenkomplex, der bis zu 60 000 Menschen bald in einem gemeinsamen Raum vereinigt, bald in einigen Räumen getrennt gleichzeitig aufnehmen soll. Das Gelingen einer derartigen Aufgabe ist grundlegend an die Auffindung einer richtigen Grundrißlösung gebunden; hiermit ist aber auch schon die tragende Konstruktion in gewisse Richtungen gewiesen und hinsichtlich der Rangordnung der Schwierigkeiten und Kosten festgelegt. In diesem Falle wurden, wie die Bilder 6 u. 7 zeigen, den verschiedenartigen Zwecken des Bauwerks entsprechend, ein zentraler Mittelraum, das ist der Kongreßraum, und ringsherum symmetrisch angeschlossene Seitenräume, die Ausstellungsräume, angeordnet. Diese beiden Raumgruppen sind durch Schiebewände auf allen Seiten gegeneinander abschließbar; außerdem kann jeder Seitenraum für sich durch weitere Schiebewände in kleinere Räume unterteilt werden. Die Symmetrie der Anlage entspringt der erforderlichen Gleichwertigkeit der Gebäudefronten hinsichtlich Verkehr und Aussehen bei getrennten Hallenräumen. Bei gemeinsamer Verwendung aller Hallen verlangt der festliche Charakter der zugehörigen Veranstaltungen eine rhythmische Steigerung der inneren Raumgestaltung von den Seitenräumen zu dem Hauptraum. Die gewählte Grundrißform kann also sowohl vom ideellen als auch vom sachlichen Standpunkt aus als gerechtfertigt angesehen werden; die Größe der einzelnen Räume wurde auf Grund des Verwendungszweckes und der vorgeschriebenen oder angenommenen Besucherzahlen festgelegt.

Bild 9. Großer Entwurf Behrens.

Bild 10. Kleiner Entwurf Behrens.

Die weiteren Festsetzungen hingegen unterliegen bereits dem Zwiespalt zwischen der Idee und der Materie: 1. die Festsetzung, inwieweit bei allseits geöffneten Wänden die Sicht aus den Seitenräumen in den Mittelraum unbehindert sein soll. 2. Die Fest-

setzung der Raum- und Gebäudehöhen. Da es sich diesfalls um einen allgemeinen Ideenwettbewerb handelte, wurde folgende Entscheidung getroffen: Zur Darstellung gelangte jene obere Grenze der Lösungen, die vom architektonischen und sachlichen Standpunkt aus, dem Geist der neuen Zeit entsprechend, im besten Sinne als monumental und großzügig anzusprechen ist, d. h. also: 1. auf voller Breite freie Sicht aus den Nebenräumen in den Hauptraum; 2. Anordnung von Gebäude- und Raumhöhen, die dem festlichen Zweck des Bauwerks voll gerecht werden (siehe die zugehörigen Bilder 7 bis 9 des großen Entwurfes). Im technischen Bericht hingegen, der dem Entwurfe beigeschlossen war, wurde dargelegt, daß im Falle einer Beschränkung der Gebäudehöhen und einer Anordnung von Mittelstützen die Kosten überaus bedeutend herabgedrückt werden können. In diesem Sinne stellt Bild 10 des kleinen Entwurfes, sozusagen als untere Grenze, jene stark verbilligte Lösung dar, die einerseits vom architektonischen Standpunkt aus noch gut zu bejahen ist und die andererseits noch immer sehr weite, ungehinderte Sichtbreiten gewährt. Durch diese Festsetzung der Ausführungsgrenzen ist auch jede dazwischenliegende Lösung, die entweder nur in einer der beiden obengenannten Beziehungen oder in beiden, aber in geringerem Maße kostenersparend ist, in den Bereich der Ausführungsmöglichkeiten eingeschlossen.

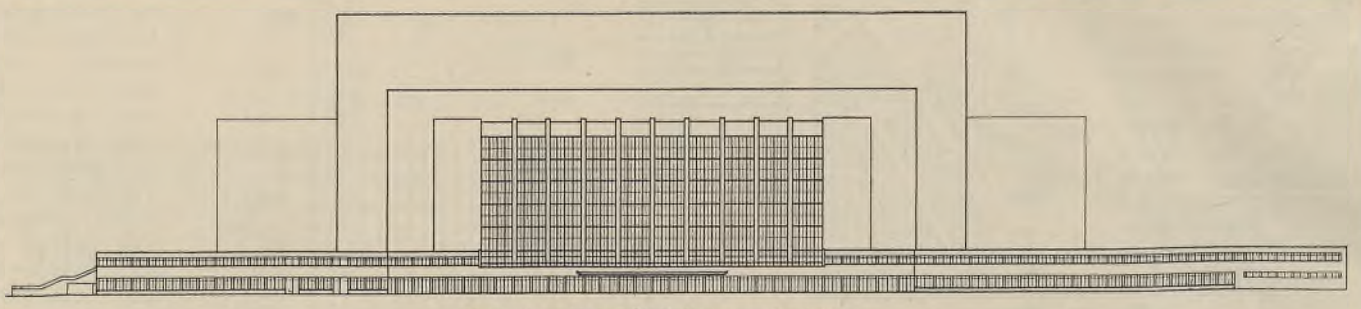


Bild 8a. Entwurf Behrens. Ansicht.

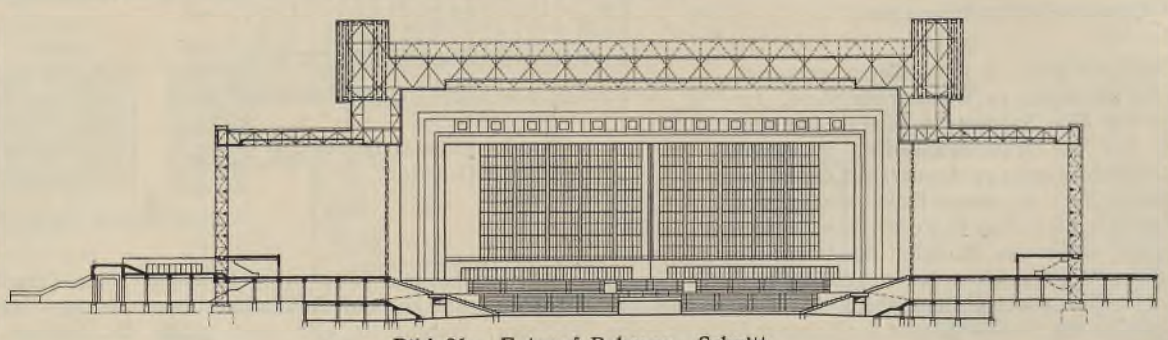


Bild 8b. Entwurf Behrens. Schnitt.

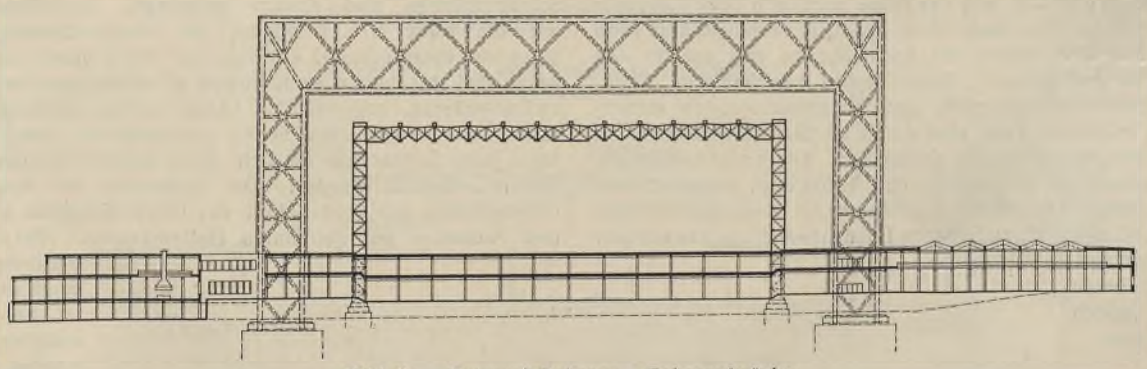


Bild 8c. Entwurf Behrens. Rahmenbrücke.

Die Tragkonstruktion der Hallen. Die Konstruktion der Hallen ist durch die Übersichtszeichnungen (Bild 7 u. 8) für den Fachmann weitgehend klargestellt und bedarf nur einiger Erläuterungen. Das vorgeschlagene Stahlmaterial ist St 52. Die Art der Grundrißlösung schreibt ein vierseitiges, die Kongreßhalle umfassendes Unterzugssystem vor, das die Dachkonstruktionen sämtlicher Hallen längs dieser Linie unterstützt. Bei der großen Variante überspannen diese Unterzüge die Räume auf allen Seiten ohne jegliche Mittelstützung, so daß sich für die Unterzüge an den Langseiten die respektable Spannweite von etwa 190 m ergibt. Bei der kleinen Variante hingegen sind an den Langseiten je zwei Mittelstützen angeordnet, wodurch die Spannweite der zugehörigen Unterzüge auf etwa 100 m, d. i. die Spannweite des Mittelfeldes, ermäßigt erscheint. Die Breitseiten hingegen sind auch hier in einer Öffnung überbrückt; die Spannweite derselben beträgt etwa 134 m. In den Ecken dieses Unterzugsviereckes sind Turmstützen vorgesehen, die mit den Unterzügen rahmenartig verbunden sind. Diese Maßnahme befähigt einerseits das tragende, aus Stützen und Unterzügen bestehende Gesamtsystem, das Bauwerk gegen Windangriff abzustützen, andererseits verfolgt diese Maßnahme auch den Zweck, die schwierige Montage des Tragwerks möglichst zu erleichtern.

Die Dachkonstruktion der Kongreßhalle besteht aus Balkenbindern von etwa 140 bzw. 134 m Spannweite in einer Verlagsweite von 8,40 m, ferner aus Querverbänden, deren Form der rippenförmigen Dachhaut und Unterdecke angepaßt ist, und schließlich aus den notwendigen Pfetten und Trägern (Bild 8a bis c).

Die in 8,40 m Verlagsweite angeordneten Gespärre der Seitenhallen, aus Bindern und Wandstützen bestehend, stellen dem System nach Halbrahmen dar, die an der Innenseite, zum Zwecke eines freien Temperaturspieles, beweglich an den Unterzügen aufgehängt sind. Hinsichtlich der übrigen Dachkonstruktion gilt ähnliches wie vor. Die Wandfelder zwischen den Stützen bestehen aus rippenförmig gegeneinander gestellten Fensterstreifen, die durch Wandriegel abgestützt sind. Diese Wandriegel besorgen auch die notwendige Aussteifung der Wandstützen.

Im übrigen kommen zu den genannten Konstruktionsteilen noch alle jene lotrechten und waagerechten Verbände in den Wänden und Dachebenen hinzu, die zur allseitigen Stabilität und Steifigkeit des gesamten Tragwerks und seiner einzelnen Teile notwendig sind.

Zum Schluß dieses Absatzes sei noch erwähnt, daß die allgemein angeordnete Rippung der Dachdecken und Wände den Zweck verfolgt, die Schallwellen, der guten Hörsamkeit der Räume halber, möglichst allseits und gründlich zu zerstreuen und zu vernichten.

Die Schiebewände. Die Schiebewände gliedern sich in einzelne, sägezahnartig ineinandergreifende Wandblätter von maximal 6 m Breite. Jedes Wandblatt besteht aus einer leichten Stahlgitterkonstruktion, die in geeigneter und möglichst leichter Weise schalldicht bekleidet ist. Hinsichtlich der Anordnung der die Beweglichkeit vermittelnden Räder- und Schienenführungen, stellt jedes Wandblatt eine unten gestützte, oben waagerecht geführte Schiebewand dar. Beim Öffnen der Wände gleiten die einzelnen Wandblätter mit Hilfe elektrischer Winden nacheinander in Wandnischen, werden dort von einer oberen und unteren mechanisch gekuppelten querlaufenden Schiebebühne erfaßt und nebeneinander aufgestapelt.

Die Vorhallen. Die Untergeschosse der Hallen, sowie die ein- bis zweistöckigen, ringsherum laufenden Vorbauten des Bauwerks sind in normaler Massivbauweise ausgeführt gedacht. (Schluß folgt.)

INHALT: Ermittlung der unter fahrenden Lokomotiven auftretenden Grenzspannungen bei stählernen Eisenbahnbrücken. — Beitrag über die Stahlkonstruktionen der Wettbewerbsentwürfe um die Kongreßhalle in Hamburg.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Schriftleitung:
Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernsprecher: C 1 Steinplatz 0011
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernsprecher: Breslau 421 61

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

8. Jahrgang | BERLIN, 15. Februar 1935 | Heft 4

Hochdruckgasbehälter in Kugelform für die Stadt Siegen in Westfalen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Oberregierungs- und -baurat Dr.-Ing. **Herbst**, Lüneburg.

Bei den bau- und betriebstechnischen Maßnahmen zur Gasversorgung gewinnt neuerdings die Druckspeicherung mehr und mehr an Bedeutung. Nachdem das Ausland bereits vor einigen Jahren in zahlreichen Fällen mit dem Bau von Hochdruckgasbehältern vorangegangen war (Amerika, England, Schweiz), ist auch in Deutschland neuerdings eine Reihe von solchen Gasspeicherbehältern zur Ausführung gelangt, wie z. B. in Stein a. Rh., in Menden i. W., in Glatz i. Schles., in Calw a. Nagold und in Bethel, wo für die Bodelschwinghschen Anstalten im Landkreis Bielefeld ein Kugelgasbehälter von 19,70 m Durchmesser, von etwa 4000 m³ Rauminhalt und 5 atü im Jahre 1932 erbaut wurde.

Die Technik der Druckspeicherung kann nach den bisherigen Erfahrungen als gelöst betrachtet werden. Für diese Behälter zur Speicherung hochgespannten Gases kommen nicht die üblichen Niederdruckbehälter (Gasometer), d. h. die Glockenbehälter mit Wasserbassin und Scheibenbehälter ohne Wasserbassin, sondern nur Hochdruckgasbehälter aus Stahl in geeigneter Form und Größe in Betracht, zumal wenn sie mit einer hochgespannten Ferngasleitung verbunden sind.

Bild 1. Modell des Gasbehälters.

Diesen Ferngasleitungen wird im allgemeinen der so wertvolle Betriebsstoff für eine bestimmte Verbrauchsstelle unter hohem Druck von 2,5 bis 5 atü und mehr entnommen, um dann zur Reserveaufspeicherung in einen bestimmten Behälter mit amtlich vorgeschriebenen Regelungs- und Sicherheitseinrichtungen für beliebige Abgabe aufbewahrt zu werden.

Die Erfahrung und der Fortschritt haben gelehrt, daß eine sparsame Gaswirtschaft große Einheiten der Gaswerke zur Versorgung von großen Gebieten in Stadt und Land durch Fernleitung hochgespannten Gases in dichten, geschweißten Stahlrohrleitungen mit geringen Beförderungskosten verlangt und daß — auch vom volkswirtschaftlichen Standpunkt aus gesehen — die Erzeugung von Gas am Fundort der Kohle nebst Zuleitung unter hohem Druck in die Versorgungsgebiete in vielen Fällen der Brennstoffersparnis sehr zugute kommen kann.

Zu einer Gasspeicherung in Hochdruck mußte sich im Jahre 1932 auch die Stadtverwaltung von Siegen i. Westf. wegen des Anschlusses an eine Ferngasleitung entschließen.

Bei Wahl eines Niederdruckbehälters hätte das hochgespannte Gas der Fernleitung vor Eintritt in die Behälter entspannt und beim Eintritt in das Rohrnetz wieder hochgespannt werden müssen, während in einem Hochdruckgasbehälter das Gas der Fernleitung in seinem hochgespannten Zustande aufgespeichert werden kann, um es so durch die Verteilleitungen den Bezirksreglern zuzuführen.

Mit dieser Regelung der Zuführung, Speicherung und Verteilung von Gas war eine größere Wirtschaftlichkeit des ganzen Betriebes verbunden, welche durch die Wahl eines Hochdruckbehälters infolge Einschränkung der Anschaffungskosten noch bedeutend gesteigert werden konnte.

Es wurde beschlossen, für die Aufspeicherung von Reservegas — in Verbindung mit dem bestehenden Leitungsnetz und einschließlich aller Betriebseinrichtungen — einen Hochdruckgasbehälter aus Stahl in Kugelform von 2000 m³ Rauminhalt für 5 atü Betriebsdruck zu errichten, der — auf atmosphärischen Druck von 1 kg/cm² bezogen — 10000 m³ Gas aufnehmen kann. Der Bau dieses Behälters wurde im Anfang des vergangenen Jahres der Kölsch-Fölzer-Werke A.-G. in Siegen übertragen.

Bild 2. Ansicht des Gasbehälters kurz vor beendeter Montage.

Für die Durchbildung des neuen Behälters sah man die Form der Kugel vor, weil diese bei der erforderlichen Größe des genannten Volumens den geringsten Aufwand an Mitteln verlangt und weil sie ferner gegenüber den altgewohnten üblichen Behälterkonstruktionen die größte Betriebssicherheit bietet. Die Errichtung eines solchen Kugelhochdruckbehälters ist somit selbst in bebauten Teilen einer Stadt ungefährlich. Bei Luftangriffen bietet diese Form des Druckbehälters wegen der Kleinheit seines Körpers und des davon abhängigen Schattenwurfes ein geringes Sichtfeld, somit ein kleineres Ziel als ein Niederdruckbehälter genannter Ausbildung. Die Stärke der Blechhaut mindert ferner bedeutend die Gefahr und den Schaden aus Würfen von kleinen Bomben, Brandbomben und Granatsplittern; auch würde die Krümmung der Kugelfläche selbst größere Bomben leichter ablenken, wenn diese an Stellen auftreffen sollten, in denen die Tangentialebenen mit der Waagerechten große Winkel bilden. Diese Ablenkung würde dann noch um so wirksamer sein, wenn die Kugel ein Kegeldach decken würde.

Die geschlossene und einheitliche Gestalt der Kugel, welche aus diesen Gründen und aus Betriebs- und Wirtschaftlichkeitsrücksichten für die Verteilung und Speicherung dieses Betriebs- und Kraftstoffes gewählt werden muß, dürfte auch den ästhetischen Ansprüchen genügen, welche man an solche Betriebsanlagen stellen könnte und schon oft gestellt hat; dies um so mehr bei einer zweckmäßigen klaren und vertrauenerweckenden Stützung über dem Boden und bei einem der Umgebung angepaßten Farbanstrich.

Die Herstellung solcher völlig gasdichten Stahlbehälter in Kugelform muß aber in Werkstatt- und Montagearbeit als eine besonders schwierige Aufgabe der Stahlbautechnik angesehen werden.

Der neue Behälter in Siegen, der im November 1934 vollendet wurde, ist in Bild 1 in seiner Gesamterscheinung veranschaulicht (Modell nach Entwurf) und in Bild 2 in seinem Bau am 19. September 1934 kurz vor Montagevollendung.

Der nach den Maßnahmen und Anweisungen der Stadtverwaltung sowie nach den Entwürfen des Bauunternehmers vorgesehene Behälter stellt eine Hohlkugel aus Stahlblech von 15,70 m Durchmesser dar, welche mit dem Unterpol 75 cm über dem Boden schwebend von einer betonunterbauten Stützanordnung aus acht am Umfang ringsherum elastisch angreifenden Dreieckböcken (Stahlrohre) getragen und von einem 60 cm unter Oberpol hinaufreichenden, 20 cm weiten Gasein- und Gasausgangsrohr gefüllt und geleert wird.

Der Kugelbehälter ist berechnet und konstruiert für einen Höchstbetriebs-Innendruck von 5 atü (5 kg/cm²), die Unterstützung für die Aufnahme des ganzen Eigengewichtes (Stahl und komprimierte Luft), sowie des größten Winddrucks von 125 kg/cm² horizontal getroffene Kugelfläche (Kugelquerschnittsfläche).

Der Behälter hat einen lichten Durchmesser von 15 700 mm, eine Blechstärke von 14,5 mm und ein Eigengewicht von etwa 127 t. Die Kugel ist aus Stahl St 52, der 0,15 bis 0,25% Kupfer enthält, die Unterstützung und die Leiter aus Stahl St 37 hergestellt. Die Kugelhaut ist in sechs gleiche sphärische Vierecke eingeteilt, die je aus acht Blechen zweier verschiedener Größen bestehen, so daß für die ganze Blechhaut 2 × 24 Bleche von etwa 3000 × 6000 mm erforderlich wurden. Diese neuartige, aus Amerika stammende Einteilung der Kugeloberfläche in sechs gleiche sphärische Vierecke ergibt den geringsten Materialabfall, die kleinste Gesamtlänge der Nietnähte und ermöglicht es, bei so großen Kugeln mit nur zwei Blechgrößen, bei kleinen Kugeln sogar mit einer Blechgröße auszukommen.

Die Bleche sind durch Doppellaschen miteinander verbunden, von denen die äußere bei 11 mm Stärke und 262 mm Breite beiderseits der Blechfuge 2 Reihen, die innere bei 9,5 mm Stärke und 418 mm Breite $2^1/_2$ Reihen Niete von 26 mm Durchmesser aus Stahl St 44 aufnimmt. Die Nietteilung ist 82,5 mm bis 86,5 mm. An den Nahtkreuzungen und Abzweigungen sind Knotenlaschen vorgesehen, wodurch auch an diesen Stellen die erforderliche Nahtfestigkeit erzielt wird. Alle Laschen treten ohne jeden Anstrich mit dem Blech in Verbindung. Alle Nähte und Niete werden außen und innen hohl gestemmt, wodurch eine weitgehende Dichtigkeit erzielt wird. Die Einteilung der Kugeloberfläche und die Nietung zeigt Bild 1 bzw. 2, die Ausbildung der Knotenlasche, welche aus Festigkeitsrücksichten gewählt wurde, zeigt Bild 3 mit den technischen Einzelheiten.

Besondere Aufmerksamkeit wurde von der ausführenden Firma der so wichtigen Unterstützung des Behälters zugewendet. Sie war bestrebt, dem Behälter eine Unterstützung zu geben, bei welcher schädliche Formveränderungen soweit wie irgend möglich vermieden werden können. Diese können bei Veränderung der Sonnenbestrahlung und unter Einwirkung des Eigengewichtes entstehen.

Die Hohlkugel soll sich unter der Einwirkung des Innenüberdrucks und der Sonnenbestrahlung ungehindert ausdehnen können, damit die von der Unterstützung herrührende Zusatzbeanspruchung der Blechhaut möglichst gering bleibt. Diese drei Bedingungen werden am besten durch die vorgesehenen Dreieckpendelstützen erfüllt, welche bei der Eigenart ihrer Konstruktion alle Kraftwirkungen aufnehmen und Bewegungsfreiheit gestatten können. Die vom Werk gewählte, gut durchdachte Stützung gestattet eine völlige Zugänglichkeit in allen Teilen des Behälters und zugunsten einer gefälligen Gesamterscheinung das Freischweben einer großen, weithin sichtbaren Kugel auf einem leichten, doch sicheren Stahlunterbau.

Bei dieser Abstützung tangiert die senkrechte Systemlinie der Stützen den größten horizontalen Kreis der neutralen Mantelblechfaser — wie auch Bild 2 rechts zeigt — so daß Horizontalkräfte durch Eigengewicht oder Wärmeausdehnung, welche ein Einbeulen der Mantelbleche hervorrufen könnten, nicht auftreten. Damit die Kugel unter den genannten Einwirkungen sich frei ausdehnen kann, sind die Stützen unten auf Linienkipplager gestellt und oben durch elastische Glieder mit den durch 46 Nieten befestigten Tragpratzen des Behälters verbunden. Die technische Anordnung der letzteren erhellt aus Bild 4. Die Dreieckstützen sind in geschweißter, überall geschlossener Rohrkonstruktion ausgeführt, die für den Anstrich einen allseitig guten Zugang gewährleistet. Die Konstruktion der Tragpratzen bewirkt wegen ihrer Ausladung nach zwei Richtungen eine gute Verteilung der Stützdrucke auf die Kugel und ist auch sehr gut für die Übertragung der Windkräfte auf die Stützen geeignet, weil durch die in einem Winkel zueinander angeordneten Rippen der Tragpratzen Biegungsbeanspruchungen vermieden werden. Jede Rippe ist mit einem Flansch am Behälter, der im Inneren durch ein beide Rippen überbrückendes Blech verstärkt ist, angenietet. Alle Anschlußnieten der Tragpratzen sind für Nachstemmarbeiten gut zugänglich. In der horizontalen Zone der Tragpratzen ist im Inneren des Behälters ein Verstärkungsring von 420 mm Breite angebracht, der an der Außenseite der Kugelfläche als der die Kräfte der Tragpratze übertragende, zusammenfassende Bindetragring durch einen besonderen Farbton herausgehoben werden kann. Von den Linienkipplagern der Stützen ist je eines als Festlager, das andere als Gleitlager ausgebildet. Je ein Lager zweier benachbarter Stützen ist auf einem der acht Fundamentklötze gemeinsam verankert. Diese sind unter Flur durch Eisenbetonstege miteinander verbunden.

Betreffs der Kräfteaufnahme an den Tragpratzen ist unter Hinweis auf Bild 4 noch folgendes zu sagen:

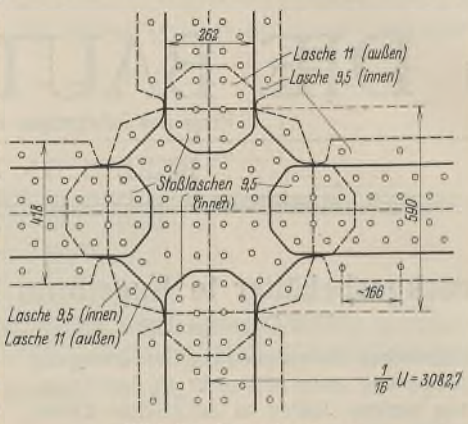


Bild 3. Kreuzknoten.

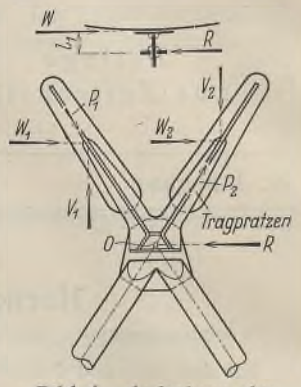


Bild 4. Aufnahme der Windkräfte an den Tragpratzen der Kugel.

Um bequem zu den Stemmkanten und Nieten der Pratzenannietungen gelangen zu können, war es erforderlich, letztere so hoch zu rücken, daß sie nicht mehr hinter dem Knotenblech der Stütze liegen. Das ergibt aber für die Pratze einen Biegungshebel von der Länge l und somit ein Biegungsmoment Wl. Weil im Grundriß die Stütze nicht mit dem Anschluß der Pratze an der Kugel zusammenfallen kann, erfährt die Pratze ein weiteres Biegungsmoment Wl_1. Bei der für den Siegener Behälter gewählten Ausführung zerlegt sich die Windkraft bei jeder Pratze in die Teilkräfte W_1 und W_2. Diese zerlegen sich in die Kräfte P_1, V_1 bzw. P_2, V_2. Die Kräfte P_1 und P_2 gehen als Normalkräfte in die Pratzen und erzeugen in 0 die Reaktion R, während V_1 und V_2 in die Blechhaut der Kugel gehen. Somit sind Biegungsspannungen vermieden.

Zur Überwachung des Inneren vom Behälter sind in der Nähe des Unterpols (75 cm über Flur) zwei Mannlöcher von 500 mm Durchmesser vorgesehen; ein drittes Mannloch ist am Oberpol vorhanden; zu diesem führt eine leicht fahrbare Korbleiter, die auch für äußere Revisionen und Anstreicharbeiten gebraucht werden kann. Der Gas-Ein- und -Ausgang wird durch ein 200 mm weites Rohr, welches die Behälterwand in der Nähe des unteren Pols durchbricht und das etwa bis 600 mm unter dem oberen Pol ansteigt, ermöglicht; dieses Rohr kann durch einen Stahlgußschieber mit Druckausgleich abgeschlossen werden.

Zum Auslassen der Luft beim Füllen des Behälters mit Gas und zur Abführung des sich im Behälter ansammelnden Schwitzwassers dient ein besonderer Stutzen von 200 mm Weite am unteren Pol; auch dieser Stutzen ist mit einem Stahlgußschieber abgeschlossen.

Durch einen in der Nähe des oberen Pols befindlichen Stutzen ist ein am unteren Ende abgeschlossenes, bis an den unteren Pol reichendes Rohr von 50 mm Lichtweite eingefügt, das zur Aufnahme von fünf Widerstandsthermometern zur Ermittlung der Gastemperatur in verschiedenen Zonen dient.

Zur Verhütung einer Drucküberschreitung erhält der Gasbehälter ein Sicherheitsventil von 80 mm l. W., das bei einem Betriebsdruck von 5,1 atü abbläst. Das entweichende Gas wird durch ein Rohr, das an seinem freien Ende einen Sicherheitstopf mit drei Davy-Sieben besitzt, bis über den oberen Pol der Kugel geführt. Durch einen Wechselschieber läßt sich dieses Sicherheitsventil für Reparaturzwecke ausschalten und ein zweites ebenfalls eingebautes Sicherheitsventil einschalten. Diese Ventile sind in einem abschließbaren eisernen Schrank in Flurhöhe untergebracht.

Die die Betriebssicherheit des Gasbehälters überwachenden Kontroll- und Meßinstrumente, welche in einem besonderen Hause untergebracht sind, bestehen aus einer Inhaltsanzeigervorrichtung in Form eines Großmanometers von etwa 1 m Durchmesser, einem registrierenden Druckschreiber und aus einem Alarm-Manometer, das beim Überschreiten von 5 atü und Unterschreiten von 0,5 atü ein Glockensignal im Stationsgebäude und in der Wohnung des Betriebsbeamten ertönen läßt.

Als Blitzschutz erhält der Behälter eine 1 m tief im Erdreich liegende, 8 mm starke kupferne Ringleitung, welche einerseits mit den acht Behälterstützen, andererseits mit dem Wasserleitungsnetz und mit dem Gaszuführungsrohr verbunden ist.

Für die Einrichtung, Bemessung und Ausführung des Behälters waren maßgebend die „Richtlinien für die Herstellung und den Betrieb von Hochdruckgasbehältern für Stadtgas, DIN Vornorm DVG. W 3221", ferner die „Bauvorschriften der Städtischen Werke Siegen für die Ausführung

von Kugelgasbehältern" und die „für die Erstellung eines Hochdruckkugelgasbehälters für die Städtischen Werke in Siegen".

Die Materialprüfung und Überwachung des Baues in der Werkstatt und auf der Baustelle wurde von der Auftraggeberin dem Büro für Materialprüfungen R. Wilms Nachf., Essen, übertragen. Der Standsicherheits- und Festigkeitsnachweis für den Behälter wurde im Auftrage der Städtischen Werke Siegen amtlich nachgeprüft.

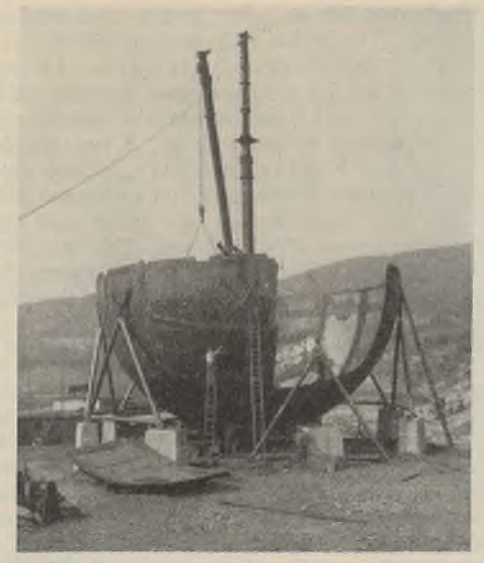


Bild 5. Zusammenbau der untereren Halbkugel.

Bild 6. Zusammenbau des Behälters in der oberen Kugelhälfte.

Nach Genehmigung dieses Nachweises durch die zuständige Prüfungsstelle erfolgte im Februar 1934 Vorbereitung und Beginn des Baues. Die Lieferung der Kugelbleche wurde der Vereinigten Stahlwerke A.-G., Werk Thyssen in Mühlheim, übertragen. Inzwischen wurden in der Werkstatt zur sachgemäßen Herstellung des Behälters besondere Vorkehrungen für die Bearbeitung der Bleche getroffen, so daß nach deren Eingang im Mai mit den Werkstattarbeiten begonnen werden konnte. Alle Bleche wurden nach Schablone vorgezeichnet und in einer Vorrichtung, welche eine radiale Lage der Löcher gewährleistet, mit 23 mm Durchmesser gebohrt. In der Werkstatt wurde die Hohlkugel in zwei Hälften zusammengebaut; die Montagelöcher wurden auf 25 mm aufgerieben und die Tragpratzen sowie der in ihrer Höhe liegende innere Verstärkungsring, nach Aufreiben dieser Löcher auf 26 mm, angenietet und gestemmt.

Der Zusammenbau des Behälters auf der Baustelle, den die Bilder 5 u. 6 veranschaulichen, erfolgte in folgender Weise:

Nach dem Aufrichten des Hauptmontagemastes in der Mitte (auf den die Verstärkungsplatte des oberen Mannloches und der Mannlochstutzen aufgesteckt waren), wurde zunächst ein unterstützendes Trägerviereck, an welchem acht Stützpunkte für den Bodenteil der Kugel vorgesehen waren, über Flur so gelagert, daß die darauf zu errichtende Kugelhälfte einige Zentimeter über ihre endgültige Höhenlage zu liegen kam. In dieses Kugelviereck wurde, um den Mannschaften im Inneren der Kugel einen sicheren Stand zu geben, etwas unter seinem oberen Rand ein hebbarer Montageboden von etwa 10 m Durchmesser errichtet. Nun erfolgte der Anbau der unteren Hälfte der seitlichen Kugelbleche, und zwar wurde mit einem vertikalen Pratzenblech begonnen und nach dessen Befestigung, noch ehe der Flaschenzug freigemacht wurde, mit einem Hilfszug die erste Stütze gezogen, an der Pratze angeschraubt und provisorisch auf dem Fundament abgestützt. In der Weise wurde durch abwechselnden Anbau von Blechen und Stützen verfahren, bis die ganze untere Kugelhälfte zusammengebaut war. Das Verschrauben wurde von Leitern aus bewerkstelligt. Nun konnte zur Entfernung des Trägervierecks geschritten werden. Vier hydraulische Hubzylinder dienten dazu, es soweit anzuheben, daß seine Unterklotzung ausgebaut werden konnte, um es dann wieder abzulassen und die Behälterlast auf die Stützen zu übertragen. Durch Heben bzw. Senken der Stützen wurde nun das Bauwerk so ausgerichtet, daß der obere Rand der Kugelhälfte genau in einer Horizontalen lag. Da diese Rundnaht noch durch Leitern vom Boden bzw. von der Bühne aus zu erreichen war, konnte die erste Platte der oberen Hälfte ohne weitere Hilfsmittel angebaut werden; jedoch mußte zum Anbau der anderen Seitenbleche die dafür vorgesehene Bogenleiter am vertikalen Hauptmast montiert werden, und zwar so, daß sie etwa 3 m vom Schwenkmast entfernt war. Da für diesen Kugelteil immer zwei Bleche unter sich am Erdboden verschraubt und gemeinschaftlich hochgezogen wurden, stand die Bogenleiter im Inneren des Behälters gerade der vertikalen Naht gegenüber, in welcher diese Doppelplatte jeweils an den bereits montierten Teil angebracht werden sollte. Auf der Außenseite wurde zu diesem Zwecke eine Strickleiter an den oberen Rand der montierten Bleche gehängt. Zum Einbau des oberen Kugelvierecks wurde der Schwenkmast durch einen am vertikalen Mast angebrachten Ausleger ersetzt, die Bogenleiter wieder entfernt und der innere Montageboden bis an den Rand des bis da zusammengebauten Kugelteiles gehoben. Von diesem Boden auf der Innenseite und unter Zuhilfenahme von Strickleitern auf der Außenseite, die am Mast befestigt waren, konnten die jeweils angebauten Einzelplatten verschraubt werden. Für den Einbau dieser Bleche kam nun die auf den Mast gesteckte innere Verstärkungsplatte des oberen Mannlochs gut zustatten. Diese Platte wurde vom Mast in richtiger Höhe getragen, so daß die Kugelbleche an zwei Rändern und auf der Verstärkungsplatte Unterstützung fanden.

Der Zusammenbau der Kugel hat einschließlich Aufstellen des Mastes 30 Tage gedauert. Um das Herausbringen des Mastes und der inneren Rüstungen zu ermöglichen, wurde eine untere Platte vorübergehend ausgebaut.

Zum Aufreiben der Nietlöcher auf den endgültigen Durchmesser von 26 mm und zum Abnieten und Stemmen des Behälters sind sowohl innen als auch außen an Leitern bewegliche Pritschen vorgesehen.

Die Druckprobe vor der Inbetriebnahme erfolgt mit Luft bei einer Pressung von 5,5 atü und unter Bestreichen der Nähte mit Seifenwasser. Außerdem wird beim Anhalten dieses Druckes während sieben Tagen der entstandene Luftverlust gemessen, der bezogen auf 15° und 76 cm QS. den Betrag von 0,947 % nicht überschreiten darf. Nach der Füllung mit Gas wird eine erneute Abpinselung der Nähte mit Seifenwasser vorgenommen. Bei Ablauf der Garantiezeit, welche ein Jahr nach der Abnahme währt, wird eine weitere Druckprobe mit Gasdruck von 5 atü gemacht, bei der der Verlust während dreimal 24 Stunden den Betrag von 0,395 % nicht überschreiten darf.

Der Standsicherheits- und Festigkeits-Nachweis ist grundsätzlich wie folgt durchgeführt:

Werkstoffe: Für Blechmaterial St 52, für Nietmaterial St 44. Nietung: Dreireihige verjüngte Doppellaschen-Nietung mit einer Teilung — äußerste Nietreihe — 173 mm bis 165,1 mm, bei einer Nietstärke von 26 mm.

$$\text{Nietnahtfestigkeit} = \frac{173-26}{173} = 0{,}85 \text{ bis } \frac{165{,}1-26}{165{,}1} = 0{,}842.$$

Zulässige Beanspruchung des Blechmantels = 1800 kg/cm². Zulässige Beanspruchung der Niete auf Abscheren beim Verhalten der Festigkeit von Nietmaterial zum Blechmaterial wie 44/52 = 0,846 bei doppelten Laschen 1437 kg/cm² und bei einfachen Laschen 1150 kg/cm², ferner zulässige Beanspruchung auf Leibungsdruck = 3600 kg/cm² bzw. 2880 kg/cm².

Die Stärke des Blechmantels in der Mitte stellt sich nach der allgemeinen Formel für die Blechdicke:

$$s = {}^1/_2 \cdot r_i p_i = {}^1/_2 \cdot \sigma_{zul} = 5 \cdot 1572{,}9 \cdot {}^1/_2 \cdot {}^1/_2 \cdot \frac{1}{0{,}842 \cdot 1800} = 1{,}3 \text{ cm},$$

wobei die Spannkraft = 1975 kg für das laufende cm ist. Rechnet man einen kleinen Sicherheitszuschlag von 1,5 mm, so ergibt sich für die Blechdicke der Ausführung 1,45 cm.

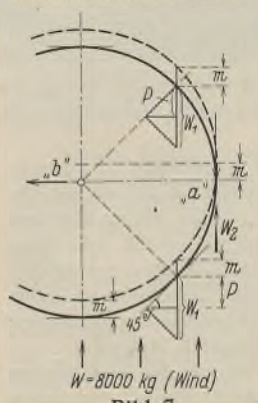


Bild 7.

Hiernach sind nach den zulässigen Beanspruchungen die Laschenvernietungen, die Nietnähte und Mannlochborde berechnet und bemessen worden. (Außenlasche 262 × 11 mm, Innenlasche 418 × 9,5 mm.)

Die zum Teil beweglich gelagerte Unterstützung des Kugelbehälters, welche aus acht Dreieckböcken von 4,12 m Höhe und 5,80 m Spreizung über ringverbundenen Betonklötzen besteht, hat 133 000 kg aufzunehmen, welche sich auf acht Stützpunkte mit je 133 000 : 8 = je 16 700 kg Auflast verteilen.

Die Verteilung des Winddrucks stellt sich wie folgt (vgl. Bild 7):

Die Unterstützungspunkte der Kugel verschieben sich in der Horizontalebene, in der Windrichtung, infolge des Winddrucks um ein gleiches Maß. Die zwei in der Mitte in der Windrichtung stehenden Unterstützungen können wegen der (eingebauten) elastischen Glieder keinen Winddruck aufnehmen. Die übrigen sechs Stützen müssen daher den Gesamtwinddruck aufnehmen und übertragen; dabei würde jede $^1/_6$ desselben aufnehmen, wenn sie in der Windrichtung gleichförmig tragfähig wären. Da jedoch die Stützen nur tangential belastet werden

können (wegen des elastischen Gliedes), so müssen die Stützböcke an den gegenüberliegenden Stellen in der Achse senkrecht zur Windrichtung „a" und „b" (W_2) die Komponenten „P" der Winddrücke „W_1" mit übernehmen.

Nun ist der Gesamtwinddruck auf die Kugel

$$W = 125 \cdot \frac{d^2}{4} \cdot \pi \cdot 0{,}33 = 125 \cdot \frac{15{,}70^2}{4} \cdot \pi \cdot 0{,}33 \text{ kg} = \mathbf{8000} \text{ kg}.$$

Dieser verteilt sich wie folgt:

$2\,W_2 + 4\,W_1 = 8000$ kg; W_2 oder W_1 = Reaktionen von den Spitzen der Böcke.

Nun ist:

$P = W_1 \cdot \sin^2 45° = W_1 \cdot 0{,}5$

$W_2 = W_1 + 2\,P = 2\,W_1$, also $2 \cdot 2 \cdot W_1 + 4\,W_1 = 8\,W_1 = 8000$ kg

$W_1 = \frac{8000}{8} = \mathbf{1000}$ kg, $W_2 = 2 \cdot 1000 = \mathbf{2000}$ kg.

Der Bock ist für den Spitzendruck von $W_2 = 2000$ kg neben den Kräften aus Eigengewicht (16700 kg) berechnet und bemessen. Die Resultierende stellt sich auf rd. 16820 kg an Bockspitze, wo die Tragpratze mit 46 Nieten an Kugelwand angeschlossen ist (s. Bild 6). In dieser läuft in der Höhe der Anschlußpratzen innen ringsherum ein Verstärkungsblechring von 420 × 9,5 mm zur besseren Kraftübertragung und zur Aussteifung.

Der Unterstützungsbock übt nach der Berechnung im Kraftfluß einen Vertikaldruck von 10475 kg auf die beiden Füße aus, von denen der eine gegen Verschiebung gesichert, der andere verschiebbar ist (z. B. Wärmeausdehnung). Die festen und beweglichen Lagerteile sind nach den anfallenden Kräften besonders berechnet. Die schrägen Streben erhalten einen größten Druck von 660 kg aus dem anfallenden Eigengewicht von 500 kg. Der untere Horizontalstab erhält einen Zug von 9600 kg. Der größte Auflagerdruck ist 9975 + 500 = 10475 kg.

Der Rohrschrägstab des Bockes hat zur Aufnahme von 12600 kg Belastung bei 5,5 m Länge einen Rohrquerschnitt von 216 mm äußerem Durchmesser und 6 mm Wandstärke bekommen, der Horizontalstab einen ebenso starken Querschnitt bei 5 mm Wandstärke (Knickberechnung).

Die acht Fundamentklötze, welche durch einen Eisenbetonkranz von 500/800 mm Stärke unter Flur verbunden sind, haben zur Aufnahme der Eigen- und Windbelastung aus fester und beweglicher Lagerung eine Abmessung von 1700/1000 mm, 2500 mm unter Flur, bekommen und üben eine größte Beanspruchung von 1,9 kg/cm² (Bodenpressung) auf den tragfähigen Untergrund aus. Es treten nur senkrechte Drücke auf, da der Winddruck vom geschlossenen Fundamentring auf Erdreich übertragen wird.

Die vorgeschriebene Druckprobe wird nach den bisherigen Erfahrungen und Untersuchungen den Ansprüchen voll genügen. Der Behälter wird demnächst in den Dienst der Gasversorgung eingestellt werden. So wurde ein interessantes, wertvolles Ingenieurwerk vollendet, das Hochstand und Fortschritt neuzeitlicher Stahlbautechnik zeigt und allen Beteiligten zur Ehre gereichen wird. Die Gesamterscheinung des Kugelgasbehälters, dem durch die geschickte Stützung die Erdenschwere genommen zu sein scheint, kann als sehr gefällig bezeichnet werden.

Bei dieser Gelegenheit sei auch der Stadtverwaltung und den Kölsch-Fölzer-Werken A.-G. in Siegen für die Bereitstellung der Unterlagen gedankt, die zu einer im Schrifttum der Bauingenieure bisher wenig oder gar nicht behandelten, deshalb die Fachkreise wohl interessierenden Beschreibung eines Kugelbehälters genannten Zweckes geführt haben.

Aus der technisch-wissenschaftlichen Tätigkeit des Deutschen Stahlbau-Verbandes.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. K. Klöppel, Berlin.

Vorgetragen auf der wissenschaftlichen Tagung 1934 des Deutschen Stahlbau-Verbandes, Berlin.

Das Berichtsjahr stand wohl wie keines seiner Vorgänger im Zeichen der Neubearbeitung und Herausgabe vieler Vorschriften für den Stahlbau und seine Grenzgebiete. Im Rahmen dieses Vortrages kann leider auf diese interessante und wichtige Tätigkeit, die naturgemäß auch die Wettbewerbsfähigkeit der Stahlbauweise berührt, nicht eingegangen werden. Nur einiges wird im Zusammenhang mit anderen Mitteilungen gestreift.

Von den Versuchsarbeiten können einige nur erwähnt werden. So die Knickversuche an zweiteiligen Stahlstützen mit Betonkern, die gemeinsam mit dem St. M. P. A. Dahlem für außermittige Belastungen fortgesetzt worden sind und recht günstige Ergebnisse gezeitigt haben. Der Tragfähigkeitsabfall ist bei gleichen Außermittigkeiten für kombinierte Stützen verhältnismäßig nicht größer als für reine Stahlstützen.

Die Winddruckversuche, an deren Förderung der Deutsche Stahlbau-Verband schon seit Jahren beteiligt ist, haben mit dem Studium der Windbelastungen von Fachwerken in einem Windkanal des Aerodynamischen Instituts Göttingen zunächst einen gewissen Abschluß gefunden [1]).

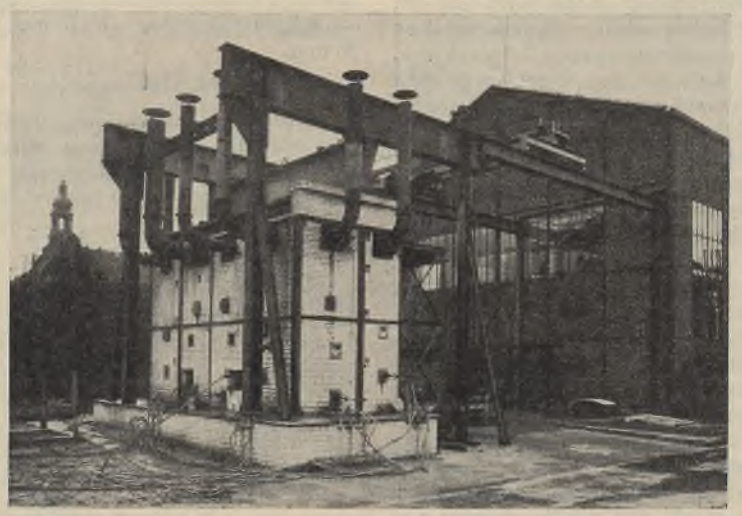


Bild. 1. Brandversuchs-Anlage zur Feststellung der Widerstandsdauer verschiedenartig ummantelter Stahlstützen. (St. M. P. A. Dahlem).

Nachdem im St. M. P. A. Dahlem ein besonderer Versuchsofen (Bild 1) geschaffen worden ist, werden auch die schon vor der Wirtschaftskrise in Aussicht genommenen Brandversuche mit verschiedenartig ummantelten Stahlstützen natürlicher Abmessungen in Kürze durchgeführt. Im Gegensatz zu den bisher üblichen Untersuchungen dieser Art werden diese Stützen während des Versuches belastet, und zwar etwa mit der Nutzlast. Neben der Widerstandsdauer gegen Feuereinwirkung bestimmten Temperaturverlaufes werden hierbei mittels Thermoelemente auch die Wärmedurchgangszahlen der verschiedenen Ummantelungsbaustoffe und -bauarten festgestellt.

Beabsichtigt ist auch die experimentelle Bestimmung der tatsächlichen Tragfähigkeit stählerner Rahmen, die sich als Aussteifungskonstruktion von Luftschutzräumen besonders gut eignen, insbesondere, weil sie sehr raumsparend und widerstandsfähig gegen waagerecht gerichtete Detonationskräfte sind. Durch diese Versuche sollen Anhaltspunkte dafür gewonnen werden, inwieweit die großen plastischen Reserven des Stahles bei der Bemessung der Traglieder für die vorgeschriebenen Höchstbelastungen der Schutzraumdecken herangezogen werden können. Für diesen ausschlaggebenden Gefahrenfall ist allein die tatsächliche Bruchfestigkeit der Tragkonstruktion entscheidend, so daß größere Verformungen nicht daran hindern sollten, den plastischen Bereich des Stahles bei diesen Konstruktionen rechnerisch weitgehend auszunutzen. Auf diese Weise könnte ein großer Vorteil der Stahlbauweise wirtschaftlich verwertet werden. Bisher werden in dieser Hinsicht alle Bauweisen gleich behandelt.

Einen erheblichen Teil der technisch-wissenschaftlichen Tätigkeit des Deutschen Stahlbau-Verbandes umfaßt seine Mitarbeit und Geschäftsführung im Ausschuß für Versuche im Stahlbau, der in diesem Jahre auf eine 25jährige Tätigkeit zurückblicken kann.

Gerade im Berichtsjahre ist mit umfassenden Dauerfestigkeitsversuchen wieder eine jahrelange Forschungsarbeit beendet worden, die sich den bekannten Versuchen zur Feststellung der Knickspannungslinie von Vollstäben anschloß. Hierüber möchte ich das wesentlichste mitteilen, und zwar im besonderen über die gleichzeitig an drei Materialprüfungsämtern durchgeführten Dauerversuche an vollen, gelochten und genieteten Stäben mit Walzhaut. Auf Pulsationsmaschinen, die damals mit beträchtlicher Unterstützung durch Reichsbahn und Stahlbau-Verband geschaffen wurden und im übrigen der Schweißtechnik sehr zustatten kamen, wurde die Schwellzugfestigkeit mit geringer Grundlast und damit nahezu die Ursprungszugfestigkeit festgestellt. Das ist diejenige Zugbeanspruchung, die im Wechsel mit dem spannungslosen Zustand beliebig oft — als praktische Grenze werden im allgemeinen 2 Mill. Lastwechsel gewählt — ertragen wird. Die Lastwechselzahl je Minute betrug 350. In einfachster Weise ist unter Benutzung von Mittelwerten aus je etwa fünf Dauerversuchproben in Bild 2 das Ergebnis dargestellt, und zwar für St 37/34 (Stabwerkstoff = St 37; Nietwerkstoff = St 34). Die linke Ordinate gibt die statische, die rechte die Ursprungsfestigkeit an. Die Darstellung veranschaulicht für jede der gewählten Probeformen den Abfall der statischen zur Ursprungsfestigkeit und vergleicht außerdem die Festigkeitswerte der verschiedenartigen Probeformen bei gleichartiger Beanspruchung.

[1]) Flachsbarth, Modellversuche über die Belastung von Gitterfachwerken durch Windkräfte. I. Teil. Stahlbau 1934, Heft 9, S. 65; Heft 10, S. 73. In der gleichen Zeitschrift erscheint in Kürze ein weiterer, abschließender Bericht desselben Verfassers.

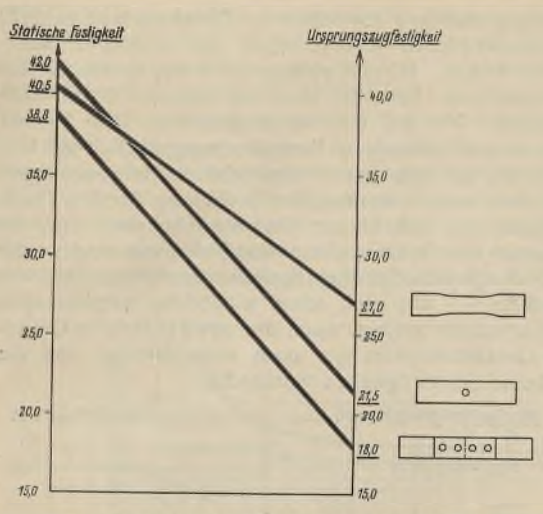


Bild 2. Statische und Ursprungszugfestigkeit genieteter, gelochter und ungelochter Stäbe aus St 37/34.

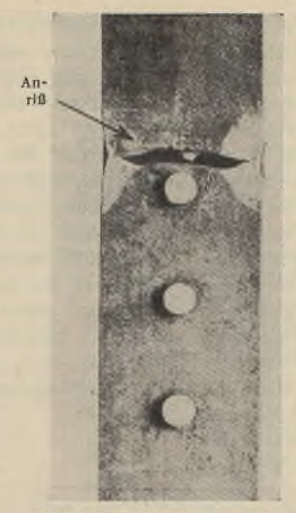


Bild 3. Verhinderung des Bruches im Lochquerschnitt durch hohen Gleitwiderstand.

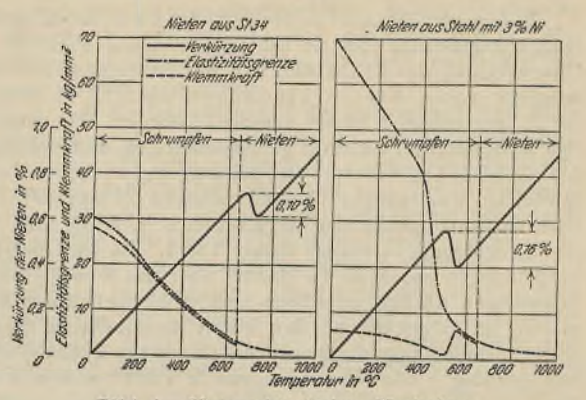


Bild 4. Unterschiedliches Verhalten legierter und unlegierter Nietstähle bei der Erzeugung der Nietklemmkraft. (Schulz-Buchholtz.)

Während die Verhältnisse für den vollen und gelochten Stab einigermaßen klar liegen, erforderte die Nietverbindung als der kompliziertere Mechanismus weitere Untersuchungen. Festzustellen war insbesondere die Beeinflussung der Dauerfestigkeit durch

a) den Gleitwiderstand in den Zusammenbauflächen,
b) das Verhältnis der rechnerischen Beanspruchungen auf Zug im Normalquerschnitt des Bleches, auf Druck in der Lochleibung und auf Abscheren in der Querschnittfläche des Nietschaftes, also durch $\sigma : \sigma_l : \tau$.

Bei der im Stahlbau üblichen Berechnung des Nietes als Bolzen, die sich insbesondere auf die Messung von Gleitungen der Nietverbindungen bei statischen Versuchen stützt, mußte es überraschen, daß der Gleitwiderstand bei der Dauerfestigkeit eine beachtliche Rolle spielt. Graf[2]) bewies dies durch zwei recht aufschlußreiche Vorversuche, von denen ein Bruchbild (Bild 3) zeigt, daß durch großen Gleitwiderstand der Bruchquerschnitt vor die Nietreihe mit der kleinsten Querschnittfläche verlegt und damit eine Erhöhung der Dauerfestigkeit dieser Verbindung erzielt wird. Erklärlich ist diese Erscheinung in erster Linie daraus, daß der Gleitwiderstand einen Teil der Zugkraft überträgt und damit die Lochleibungskraft verringert, die die bekannten ungünstigen Spannungsverhältnisse am Nietlochrand verursacht. Ein Mittel zur Erhöhung des Gleitwiderstandes besteht nun darin, in den Zusammenbauflächen, die durch die Klemmkräfte der Niete zusammengepreßt werden, den Zwischenanstrich mit Bleimennige wegzulassen, da diese selbst im trockenen Zustand wie eine Schmierschicht wirkt und dadurch den Gleitwiderstand verringert. Ein anderes Mittel ist die Verwendung weicher unlegierter Nietstähle, die größere Klemmkräfte ergeben als härtere legierte Stähle. Schließlich kann der Gleitwiderstand noch durch Verwendung besonderer Nietverfahren erhöht werden, die große Klemmkräfte und gute Ausfüllung der Nietlöcher verbürgen. Mit manchem Nietverfahren wird vor allem bei langen Nietschäften in der Nähe des Setzkopfes das Nietloch nicht ganz ausgefüllt, oder es bilden sich Einschnürungen der Nietschäfte, so daß sich bei wiederholter Kraftübertragung die Bleche um das Spaltmaß gegeneinander verschieben können.

In Würdigung der Wichtigkeit eines großen Gleitwiderstandes für die Dauerfestigkeit einer Nietverbindung verlangt die Reichsbahn, daß besonders geeignete Nietverfahren bei ihren Bauwerken angewendet werden. Eine engere Auswahl der in Betracht kommenden Nietverfahren sollen weitere bereits vorbereitete Versuche bringen.

Auch weichere Nietwerkstoffe werden schon lange verwendet, namentlich St 34 für Bauwerke aus St 37 und St 44 für solche aus St 52, obwohl die größere Scherfestigkeit hochwertiger legierter Stähle sehr erwünscht war. Seit kurzem liegt auch die Erklärung für die Erfahrungstatsache vor, daß mit weicheren unlegierten Nietstählen größere Klemmkräfte erzielt werden als mit härteren legierten Stählen. E. H. Schulz und H. Buchholtz[3]) haben durch ihre Versuche für das Forschungsinstitut der Vereinigten Stahlwerke festgestellt, daß der Nietstahl während des Abkühlungsvorganges in einem von der Art des Stahles abhängigen, praktisch jeweils aber unveränderlichem Temperaturpunkt eine Gefügeumwandlung (γ-α-Umwandlung) erfährt, die eine Verlängerung des Nietes nach der schematischen Darstellung des Bildes 4 verursacht. Diese unangenehme Unterbrechung der Schrumpfung des Nietschaftes erfolgt bei legierten Stählen gerade in einem sehr ungünstigen Zeitpunkt, nämlich dann, wenn der Schließkopf bereits geschlagen ist. Nach Überwindung dieser Zwischenlängung hat sich aber der Niet schon so sehr abgekühlt, daß der noch vorhandene Temperaturabfall nicht mehr ausreicht, um den Nietschaft so weit zu kürzen, daß eine größere Klemmkraft entsteht. Bei unseren weicheren unlegierten Stählen (St 34) liegt dagegen die Gefügeumwandlung bei wesentlich höherer Temperatur (etwa 700°) und fällt somit in die Zeit des Abnietens, so daß sie den Schrumpfungsvorgang nach dem Schlagen des Schließkopfes nicht mehr beeinflußt.

Die Weglassung des Bleimennige-Zwischenanstriches ist bei Fachwerkstabanschlüssen, sofern es sich um St 52 handelt, bereits vorgeschrieben, jedoch sind Dauerversuche vorbereitet, um ein Zwischenanstrichmittel zu schaffen, das den Gleitwiderstand weniger herabsetzt als die Bleimennige und doch einen größeren Korrosionswiderstand gewährleistet als wohl den Knotenpunkten ohne Zwischenanstrich zugetraut werden darf, die an den Fugen lediglich verkittet sind.

Die Abhängigkeit der Dauerfestigkeit einer Nietverbindung von den Beanspruchungsverhältnissen $\sigma : \sigma_l : \tau$ ist gesondert untersucht worden. Das Ergebnis läßt sich kurz folgendermaßen zusammenfassen: Bei schwellend beanspruchten Verbindungen aus St 37/34 sollte das Verhältnis $\sigma : \tau$ nicht kleiner als 1 : 0,9, bei Verbindungen aus St 52/44 nicht kleiner als 1 : 0,8 sein. Bemerkenswert ist weiterhin, daß die Schwellzugfestigkeit von Nietverbindungen aus St 37/34 sich nur wenig ändert, wenn der Lochleibungsdruck von etwa $1{,}2\,\sigma_{zul}$ auf $2{,}4\,\sigma_{zul}$ zunimmt, obwohl bei diesen Versuchen auch noch die Niet-Scherbeanspruchung von $0{,}5\,\sigma_{zul}$ auf $0{,}9\,\sigma_{zul}$ stieg. Innerhalb der zulässigen Grenzen ist also ein wesentlicher Einfluß von $\sigma_l : \sigma_{zul}$ nicht zu erwarten. Bei Nietverbindungen aus St 52/44 ging jedoch die Schwellzugfestigkeit deutlich zurück, wenn bei gleichbleibender Scherbeanspruchung ($\tau = 0{,}8\,\sigma_{zul}$) die Lochleibung von 1,9 auf $2{,}5\,\sigma_{zul}$ erhöht wurde. Auch dieses Ergebnis hat sich auf die Berechnungsvorschriften (BE) ausgewirkt, indem für Eisenbahnbrücken aus St 37 die zulässige Lochleibung von 2,5 auf $2{,}0\,\sigma_{zul}$ herabgesetzt worden ist. Für St 52 bestand diese Spannungsermäßigung schon. In den eben neu erschienenen Berechnungsgrundlagen für Stahl im Hochbau, DIN 1050, die also für vorwiegend ruhend belastete Bauteile gelten, wurde die zulässige Scherbeanspruchung auf σ_{zul} erhöht, was nach diesen und früheren[4]) Dauerfestigkeitsversuchen durchaus gerechtfertigt ist.

Graf[5]) stellte auch die Ursprungsdruckfestigkeit von gelochten Stäben fest und fand hierbei verhältnismäßig hoch liegende Werte, nämlich bei St 37 28 und bei St 60 30 kg/mm². Der Wert für St 37 liegt über dessen Streckgrenze. Diesen Ergebnissen entsprechen die neuen Reichsbahn-Vorschriften (BE) bis zu einem gewissen Grade ebenfalls, indem eine höhere Beanspruchung zugelassen wird, wenn die größere der beiden Grenzkräfte, also max S, eine Druckkraft ist.

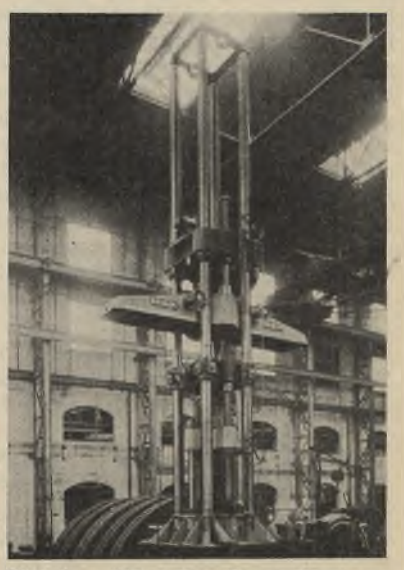


Bild 5. 200-t-Zug-Druck-Wechselfestigkeitsmaschine (M.P.A. Stuttgart.)

[2]) Graf, Dauerfestigkeit von Stählen mit Walzhaut ohne und mit Bohrung von Niet- und Schweißverbindungen. Berlin 1931, VDI-Verlag.
[3]) St. u. E. 1933, Heft 21, S. 545.
[4]) Schaechterle, Stahlbau 1932, Heft 9, S. 65.
[5]) Stahlbau 1934, Heft 2, S. 9.

In neuester Zeit sind in Stuttgart auf einer 200-t-Zug-Druck-Wechselfestigkeitsmaschine (Bild 5), deren Anschaffung ebenfalls durch finanzielle Unterstützung der Reichsbahn und des Deutschen Stahlbau-Verbandes ermöglicht wurde, Nietverbindungen aus St 52/44 ohne Zwischenanstrich bei 26 Lastwechsel je Minute untersucht worden. Hier handelt es sich also um Spannungswechsel zwischen gleichgroßen Zug- und Druckkräften. Es betrug bei 500 000 Lastwechsel die Schwingungsweite, die noch zum Bruche führte, bei zweireihigen Nietverbindungen 28 kg/mm². Für die vergleichbare Schwellzugbelastung ergaben sich 17,5 kg/mm². Das Verhältnis der Schwingungsweiten ist mithin 1,6 : 1. Es wird bei dreireihigen Nietverbindungen aus St 52/44 kleiner, aber nur wenig. Die hohen Wechselbelastungen wurden allerdings von größeren Formänderungen begleitet, im Gegensatz zu den bisher besprochenen Versuchen, wo sich die Formänderungen durchaus im Rahmen des Zulässigen hielten. Die verhältnismäßig große Schwingungsweite erklärt sich u. a. daraus, daß die Zug- und Druckkraft zwei verschiedene Übertragungsflächen der Niete und Lochwandungen beanspruchen. Mit diesen Versuchsergebnissen ist nunmehr die Arbeitsfestigkeitslinie für bestimmte Nietverbindungen aus St 52/44 vervollständigt. Einzeluntersuchungen

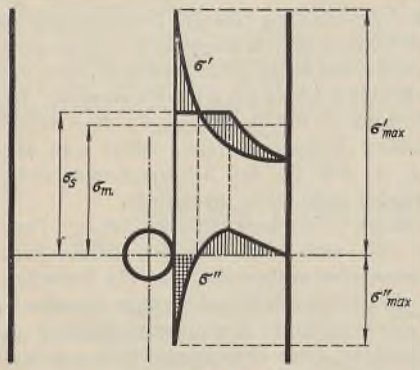


Bild 6.
Spannungsverlauf bei Be- und Entlastung (Restspannungen σ'').

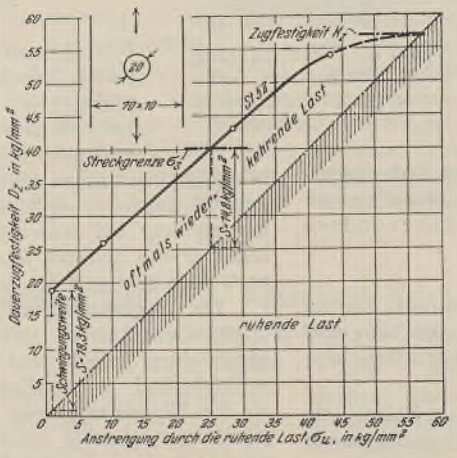


Bild 7.
Schwellzugfestigkeit des gelochten Stabes aus St 52 (Graf).

schienenen Berechnungsgrundlagen für stählerne Eisenbahnbrücken (BE) und erklären die grundsätzlichen Abänderungen der zulässigen Beanspruchungen gegenüber früher. Hierauf einzugehen wäre, in diesem Zusammenhang von besonderem Reiz, ist aber im Rahmen dieser Ausführungen nicht möglich. Nur auf eins sei hingewiesen. Der Verlauf der Kurven für die neuen zulässigen Beanspruchungen (Bild 8) läßt erkennen, daß der St 52, für den ganz entsprechende Untersuchungen durchgeführt worden sind, seine ursprüngliche Bedeutung für den Großbrückenbau und Bauten mit erheblicher Grundlast behalten hat, da seine hohe Streckgrenze eine weitere Ausnutzung der mit wachsender Grundlast wenig abnehmenden Schwingungsweite gestattet. Ja, die Beanspruchungen könnten — wie auch schon wiederholt vorgeschlagen wurde — unbedenklich erhöht werden, wenn die unveränderliche Grundlast etwa 40% der Gesamtlast oder gar noch mehr beträgt und die Durchbiegungsfrage keine Schwierigkeiten verursacht.

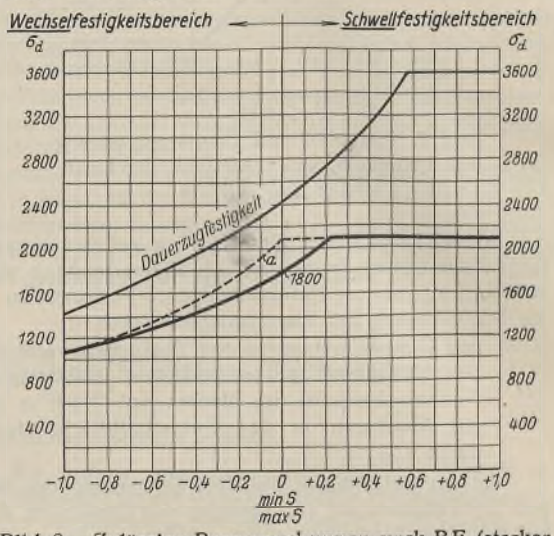


Bild 8. Zulässige Beanspruchungen nach BE (starker Verkehr) und Dauerzugfestigkeit für genietete Stäbe aus St 52/44. Kurve *a* gilt, wenn max *S* eine Druckkraft ist.

über den Einfluß unterschiedlicher Abmessungsverhältnisse auf die Wechselfestigkeit von Nietverbindungen werden sich zur weiteren Klärung wahrscheinlich noch anschließen müssen.

Hierbei mag daran erinnert werden, daß man früher zur Beurteilung der Widerstandsfähigkeit verschiedener Stahlsorten gegen wechselnde Zug-Druck-Beanspruchungen vergleichsweise auf die Biegewechselfestigkeit mit zyklisch-variierenden Spannungen zurückgegriffen hat, die bekanntlich günstigere Werte ergab[6]). Bei dieser Prüfung dreht sich der Probestab unter gleichbleibender lotrechter Belastung. Mit der neuen Stuttgarter Maschine, die die Zug-Druck-Wechselfestigkeit feststellt, kommen wir aber den Belastungsvorgängen in dem Wechselstab einer Brücke wesentlich näher.

Es könnte gefragt werden, warum nicht erst der gelochte Stab auf Zug-Druck-Wechselfestigkeit untersucht worden ist. Nun, man kann kaum erwarten, daß seine Wechselfestigkeit wesentlich kleiner ist als seine Ursprungsfestigkeit; denn an den höchstbeanspruchten Stellen des Lochrandes treten auch schon bei Ursprungsbeanspruchung infolge von Druckrestspannungen, die jeweils bei der Entlastung entstehen, Wechselbeanspruchungen auf[7]) (Bild 6). Daraus erklärt sich auch die wichtige und für die Vorschriften bestimmende Erkenntnis, daß mit steigender gleichgerichteter Vor- oder Grundlast die bei der Ursprungsfestigkeit vorhandene Schwingungsweite bis zur Streckgrenze nur langsam abnimmt. Bild 7 gibt diese Verhältnisse für den gelochten Stab wieder. Die Vorlast kann eben die gefährlichen Restspannungen am Lochrand teilweise oder ganz aufheben und im letztgenannten Falle zwischen Zug und Druck wechselnde Beanspruchungen ausschließen. Einschränkend ist zu bemerken, daß die Schwingungsweite für schwellend beanspruchte Nietverbindungen nach neuesten Versuchen mit wachsenden Vorlasten stärker abnimmt als bei gelochten Stäben. Für St 52/44 betrug die Schwingungsweite bei 17,0 kg/mm² Vorlast 8,5 kg/mm² und bei der Vorlast 0 (Ursprungsfestigkeit) 15,5 kg/mm²; dabei war $\sigma : \sigma_l : \tau = 1 : 1{,}9 : 0{,}8$. Für St 37/34 und $\sigma : \sigma_l : \tau = 1 : 2{,}5 : 0{,}9$ ergab sich die Schwingungsweite bei 16,2 kg/mm² zu 8,1 kg/mm² und bei Vorlast 0 zu 21 kg/mm². Diese Ergebnisse lenken die Aufmerksamkeit besonders auf die Verbesserungsmöglichkeit der Vernietungen hochwertiger Baustähle.

Die mitgeteilten Versuchsergebnisse bildeten einen wesentlichen Teil der Grundlagen[8]) für die Neubearbeitung der im Jahre 1934 neu er-

Über die unmittelbare Übertragbarkeit der auf Pulsationsmaschinen gewonnenen Erkenntnisse auf die Betriebsverhältnisse sind die Meinungen noch sehr geteilt. Jedenfalls würde man an den tieferen Einblicken, die nur Dauerfestigkeitsversuche gewähren, vorbeigehen, wollte man sie mitunter zur Veranlassung nehmen, die zulässigen Beanspruchungen ganz allgemein herabzusetzen. Wir haben gerade gesehen, daß sie ebensogut die Berechtigung zur Erhöhung der zulässigen Beanspruchungen bei größeren Grundlasten liefern. Ihre einwandfreie Auswertung für die Praxis spricht vor allem gegen Verallgemeinerungen auf alle Tragglieder und Belastungsarten. Weit mehr als bisher wird unterschieden werden müssen zwischen Bauwerksteilen, die wechselnd oder schwellend, und solchen, die vorwiegend ruhend beansprucht werden. Die Lücke zwischen Versuchsergebnis und Betriebsspannung erfordert auch deren genauere Bestimmung an bestehenden Bauwerken. Hier erwächst der Forschung eine neue, umfassende Aufgabe; umfassend nicht nur wegen der Notwendigkeit, viele Bauwerke auf ihre tatsächlichen Spannungen zu untersuchen, sondern auch deshalb, weil jetzt, wo Dauerversuchsergebnisse den Ausgangspunkt unserer Bemessungsverfahren bilden, die Zeit und die unterschiedliche Wahrscheinlichkeit für das millionenfache Auftreten der höchsten Beanspruchungen in Bauwerken und einzelnen Tragteilen eine wesentliche Rolle spielen. In diesem Sinne hat schon die Reichsbahn unterschieden zwischen Brücken mit starkem und Brücken mit schwachem Verkehr. Folgerichtig müßten bei weiterem Ausbau der Bemessungsverfahren auf der Grundlage von Dauerfestigkeitswerten — falls sich hierfür die Notwendigkeit ergibt — den einzelnen Belastungen bei ihrer Summierung zur Gesamtlast auch noch verschiedene Gewichte für die Wahrscheinlichkeit ihrer wiederholten Zusammenwirkung zur Höchstlast beigelegt werden, und zwar über die Auswirkungen der unterschiedlichen zulässigen Beanspruchungen für Belastungsfall I (Hauptlasten) und II (Hauptlasten und Zusatzlasten) hinaus.

Stets sollte man sich vor Augen halten, daß unter Zugrundelegung der Dauerfestigkeitswerte gegen Beanspruchungen gesichert wird, die bis zum Bruch, z. B. 2 000 000 mal erreicht werden dürfen, während andere Baukonstruktionen oft nur gegen Bruchbelastungen gesichert werden, bei denen schon ein einmaliges Erreichen dieser Grenze zur Zerstörung führen kann.

Diese Überlegungen finden ihren Ausdruck in dem Verlauf der Wöhlerlinie (Bild 9), die die Abhängigkeit zwischen Lastwechselzahl und ertragbarer Beanspruchung regelt. Danach kann man für schwellend belastete Bauteile, die ihre Höchstlast, welche aller Wahrscheinlichkeit nach nur selten auftritt, nach menschlichem Ermessen z. B. kaum 100000 mal

[6]) Schaper, Bautechn. 1934, Heft 2, S. 23.
[7]) Schaechterle, Die Dauerfestigkeit von Niet- und Schweißverbindungen. Abhandlungen der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau. II. Bd. Zürich 1934.
[8]) Kommerell, Bautechn. 1934, Heft 2, S. 25.

erreichen, eine größere Beanspruchung zulassen, als die Wöhlerlinie für 2 000 000 Lastwechsel angibt. Aus Bild 9 geht auch hervor, daß die Überlegenheit des St 52 gegenüber St 37 mit abnehmender Lastwechselzahl wächst und unterhalb 300 000 Lastwechseln beträchtlich ist, da hier wieder die Streckgrenzen maßgebend sind.

Die Ausführungen dürften schon erkennen lassen, daß wir auf dem Wege zu einer wirklichkeitsgetreueren Festigkeitsberechnung sind, wobei dann vielleicht die Dauerfestigkeitswerte in vielen Fällen nur die Rolle wichtiger Kennziffern spielen. Es wird allerdings auch Tragteile mit Beanspruchungsverhältnissen geben, auf die sie nach Berücksichtigung des Sicherheitsgrades unmittelbar übertragbar sind.

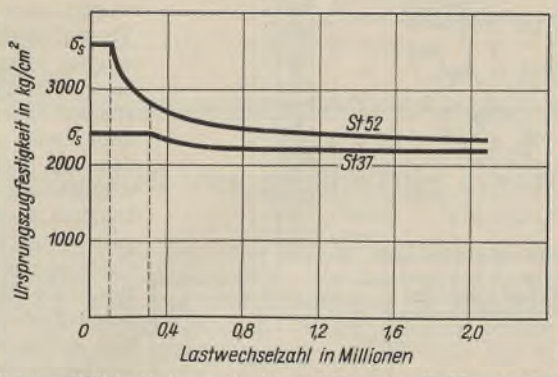


Bild 9. Wöhlerlinien gelochter Stäbe aus St 52 und St 37 für Ursprungszugfestigkeit mit Begrenzung durch die Streckgrenzen.

Erwähnt sei noch, daß der Einwand, für geringere Lastwechselzahl als 350 je Minute seien die Dauerfestigkeitswerte größer, nach neueren Untersuchungen in den in Frage kommenden Grenzen wohl nicht unbedingt stichhaltig ist. Auch läßt sich nach dem Stand der Erkenntnisse noch nichts Endgültiges darüber aussagen, ob sich die Betriebspausen auf die Dauerfestigkeitswerte günstig auswirken. Es liegt sowohl ein Versuch vor, der dies verneint, als auch ein weiterer, der zu der Annahme führen könnte, daß längere Betriebspausen unter Umständen festigkeitserhöhend wirken. Weitere Untersuchungen dieser Art werden noch zu erwarten sein.

In der gleichen Linie liegen die Hinweise, daß die in den Gemeinschaftsversuchen geprüften Laschenverbindungen mit beiderseits zwei hintereinanderliegenden Nieten ungünstigere Dauerfestigkeitswerte ergeben dürften als die stärkeren Anschlüsse in Brücken mit — vor allem senkrecht zur Belastungsrichtung — stärkerer Nietbesetzung; denn selbst wenn $\tau : \sigma$ in den zulässigen Grenzen ausgenutzt ist, wird hier der Gleitwiderstand höher sein. Wohl ist dann im allgemeinen die Verteilung der Stabkraft auf die einzelnen Niete ungleichmäßiger, aber vielleicht nur am Anfang; denn es ist ja gerade festgestellt worden, daß im Laufe der Dauerversuche mit stufenweiser Belastungszunahme ein weitgehender Ausgleich zwischen den Anteilen der einzelnen Niete an der Übertragung der Gesamtkraft eintritt. Hierzu werden wohl auf einer größeren Maschine noch Prüfkörper zu untersuchen sein, die den praktischen Abmessungsverhältnissen besser entsprechen.

Offensichtlich ist, daß die Dauerfestigkeit der Nietverbindungen keine so weitgehende Unabhängigkeit von dem Nietbild und den Elastizitätsverhältnissen der verbundenen Teile aufweist wie die statische Festigkeit. Andererseits folgt daraus, daß die Dauerfestigkeit von Nietverbindungen durch deren bauliche Gestaltung und die schon erwähnten besonderen Herstellungsverfahren nicht unbeträchtlich verbessert werden kann.

Durch die Bestimmung der Dauerfestigkeitswerte ist auch unsere frühere Sicherheitszahl um ein Geheimnis ärmer geworden. Dieser Fortschritt in der Analyse der Sicherheitszahl rechtfertigt selbstverständlich auch deren Herabsetzung. Auch dieser Weg ist in den Berechnungsgrundlagen für stählerne Eisenbahnbrücken bereits beschritten. Aber noch manche Erkenntnis wird gewonnen werden müssen, um das verlangte Verhältnis zwischen den praktischen, d. h. unter Berücksichtigung der jeweiligen Betriebsverhältnisse denkbaren Grenzwerten für den größten Angriff von außen und den kleinsten Widerstand von innen für jeden Bauteil bis auf den unentbehrlichen „psychologischen Rest" zurückführen zu können.

Mit der Auflösung des Kuratoriums für Dauerfestigkeitsversuche an Schweißverbindungen beim VDI hat sich auf stahlbautechnischem Gebiet der Schwerpunkt für schweißtechnische Forschungsarbeiten wieder auf den Ausschuß für Versuche im Stahlbau verlagert, der seinerzeit schon mit den bekannten Dresdener Versuchen die Grundlage schuf für die erstmalige Herausgabe der Vorschriften für geschweißte Stahlbauten (DIN 4100). Auch auf diesem Gebiet sind umfassende Versuche eingeleitet und zum Teil schon in der Durchführung begriffen. So werden zwei Versuchsreihen Aufschluß geben über die zweckmäßige Ausbildung von Stoßverbindungen in Blechträgern und Walzprofilträgern. Ferner untersucht eine Versuchsanstalt geschweißte Rahmenecken unter besonderer Berücksichtigung der Schrumpfspannungen. Die gleiche Frage soll durch Knickversuche mit I-Stützen geklärt werden, deren Stoßverbindung lediglich eine Stumpfnaht in Stützenmitte bildet. Die Auswirkungen der Schrumpfspannungen interessieren hier deshalb besonders, weil die Knickfestigkeit nicht über der Streckgrenze liegen kann und somit ein Plastizitätsausgleich nur in einem sehr bedingten Maße in Betracht kommen kann. Schließlich wird auch noch an Trägern mit Stegblechstumpfstößen der Einfluß der Schrumpfspannungen auf die Dauerbiegefestigkeit untersucht. Auch die Wechselfestigkeit von ⊐⊏-Profilanschlüssen mit Flankenkehlnähten ist schon auf der erwähnten 200 t-Maschine in Stuttgart festgestellt worden. Diese Versuche werden für Flachstäbe mit Stumpfstößen fortgesetzt. Es laufen außerdem noch einige kleinere Versuche. Mit diesen umfassenden Versuchsarbeiten sind gleichzeitig vier Materialprüfungsämter betraut.

Dieser Ausschnitt aus den technisch-wissenschaftlichen Arbeiten des Deutschen Stahlbau-Verbandes dürfte gezeigt haben, daß auch auf dem Gebiet der Forschung wieder reges Leben herrscht, dessen Ziel der Fortschritt des deutschen Stahlbaues zum Wohle unseres Vaterlandes ist.

Beitrag über die Stahlkonstruktionen der Wettbewerbsentwürfe um die Kongreßhalle in Hamburg.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. **Alfred Junge**, Hamburg.

(Fortsetzung aus Heft 3.)

3. Entwurfsverfasser: Baurat Max Schmidt, Hamburg (ein 1. Preis).

Die leitenden Entwurfsgedanken seitens des Entwurfsverfassers, die die gewählte Konstruktion begründen, seien zunächst angegeben:

Ein wesentlicher Gesichtspunkt für den architektonischen Aufbau einer Riesenhalle, wie sie im Wettbewerbe um die Hamburger Kongreßhalle verlangt war, bildet das konstruktive Gerippe. Die Programmforderung, 60 000 Menschen unter einem Dache so unterzubringen, daß der Redner von allen Plätzen aus sicht- und hörbar ist, zwingt zur Wahl einer Konstruktion, die außerordentliche Spannweiten ermöglicht und außerdem den Forderungen in akustischer Beziehung gerecht wird. Erfahrungsgemäß sind niedere und flache Räume akustisch besser, als hohe und insbesondere gewölbte Räume. Baurat Schmidt schlägt

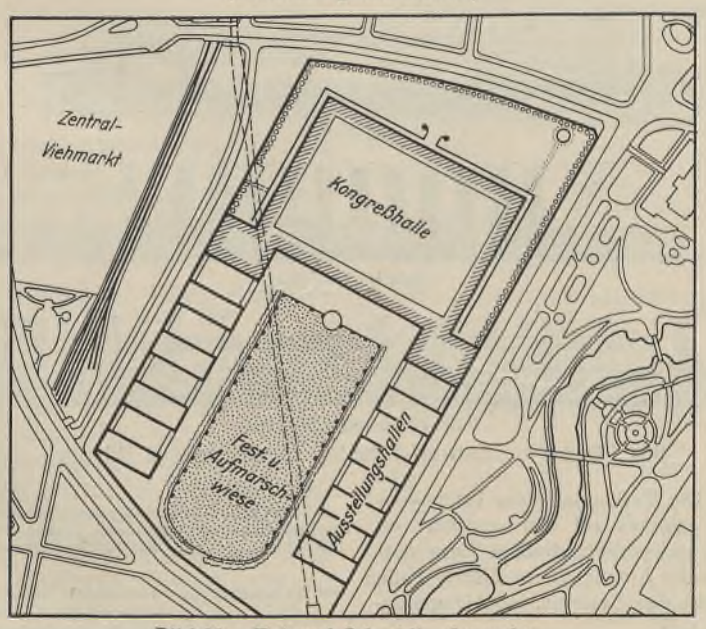


Bild 11. Entwurf Schmidt. Lageplan.

aus diesen Erwägungen heraus bei seinem Entwurfe als konstruktives Gerippe das Zugseilsystem vor, das in Bild 14c angedeutet ist. Untersuchungen über die Verwendungsmöglichkeit dieser bei Brücken vielfach erprobten Konstruktion für Hochbauten sind bereits mit Erfolg angestellt worden, so daß hier kein weiterer Nachweis zu erbringen ist. Über die grundrißliche Anordnung des Projektes sei kurz folgendes gesagt.

Mittelpunkt der Kongreßhalle ist die Sportarena (Bild 11 u. 12). Die Ausstellungs- bzw. Kongreßhallen sind unmittelbar an die Sporthalle angeschlossen und sind sowohl getrennt wie auch mit der Arena gemeinsam zu benutzen. Der Hallenbau ist mit 12 Seilen überspannt, die in 16 m Entfernung liegen. Die Spannweite der Seile beträgt 144 m. Die seitlichen Teile des Zugseiles sind aus architek-

tonischen Gründen strebepfeilerartig verkleidet. Die perspektivische Skizze (Bild 13) zeigt, daß die angewandte Konstruktion durchaus einen guten architektonischen Aufbau ermöglicht. Zwischen Sportarena und Ausstellungshallen sind bewegliche Zwischenwände vorgesehen. Zwischenwände nebst Gleitstützen sind automatisch zu entfernen, so daß bei Massenversammlungen ein stützenfreier Raum vorhanden ist. Die Zugseile übernehmen naturgemäß die Last der Hallendecke und der aufgehängten Zwischenwände. Die Bilder 14a bis e zeigen Schnitte und Ansichten des Entwurfs.

Die allgemeinen Entwurfsgedanken des Herrn Baurat Schmidt zeigen u. a., daß die aus dem Hängebrückenbau bekannte Konstruktion in außergewöhnlichen Fällen auch bei Hochbauten Anwendung finden kann. Die vorwiegend beständigen Lasten aus dem Eigengewicht der Konstruktion, des Daches und den untergehängten Decken gestatten, mit einem nur geringen Materialzuschlag für den Versteifungsträger auszukommen. Das Pfeilverhältnis ist hier, wie Bild 14c zeigt, relativ klein und wird in seiner Größe wesentlich von architektonischen Gesichtspunkten beeinflußt, um z. B., wie Bild 13 zeigt, eine Verkleidungsmöglichkeit der Hängekonstruktion mit Rückhaltseilen zu gewinnen. Infolge der Verkleidung wirkt die Tragkonstruktion auf den Beschauer, wie die Perspektive des Bildes 13 zeigt, ähnlich wie eine Rahmenkonstruktion mit an den Fundamenten verstärkten und eingespannten Streben. Die Verkleidung der Hängekonstruktion als Rahmen führt somit ohne weiteres auf den konstruktiven Gedanken, das Haupttragsystem in dem wie vorbezeichneten Sinne auszubilden. Die Kostenfrage würde hier, da die Architektur in diesem Falle unbeeinflußt bleiben würde, für die Wahl des Systems, ob Hängekonstruktion oder Rahmen, ausschlaggebend sein.

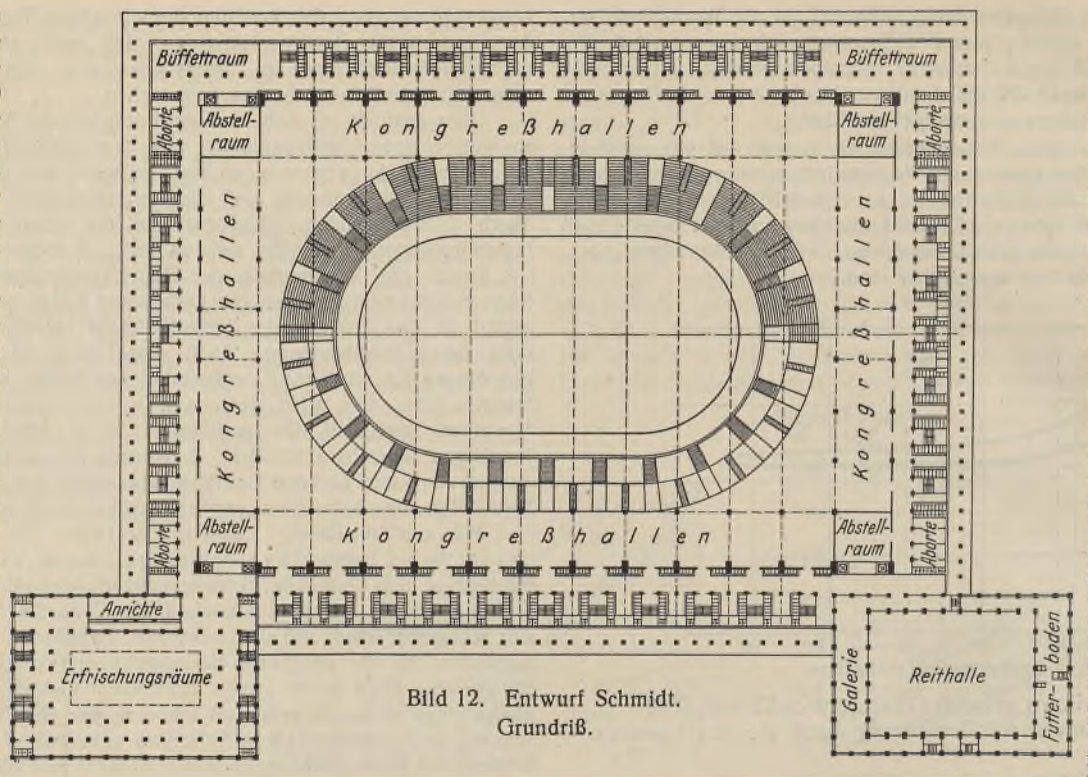


Bild 12. Entwurf Schmidt. Grundriß.

Bild 13. Entwurf Schmidt. Schaubild.

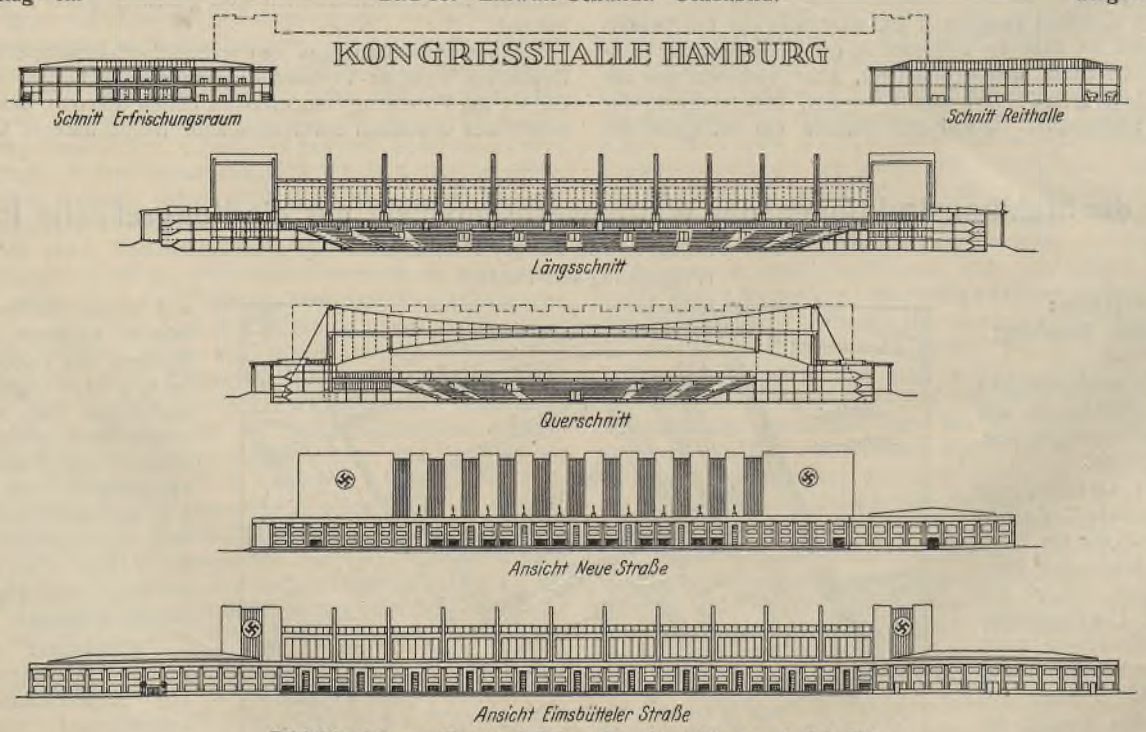


Bild 14a bis e. Entwurf Schmidt. Ansichten und Schnitte.

Das kleine Pfeilverhältnis des Hängeseiles und die scharf an die Pylonen herangezogenen Rückhaltketten bedingen relativ große Seilquerschnitte. Die Einzelheiten der Konstruktion, ob z. B. die Auflagerung des Seiles auf den Pylonen beweglich oder fest, der Versteifungsträger beweglich oder fest zu lagern, statisch bestimmt oder statisch unbestimmt auszubilden ist, muß Einzeluntersuchungen vorbehalten bleiben, die nach wirtschaftlichen Gesichtspunkten unter Beachtung der Bodenbeschaffenheit, bezüglich etwaiger Fundamentsenkungen, zu orientieren wären. Der Verfasser möchte sich für die vorliegenden Verhältnisse, wenn auch allgemein, wie die bekannten Grüningschen Untersuchungen[2]) zeigen, beim Vorhandensein geeigneter Bodenverhältnisse, dem statisch unbestimmten Bauwerk der Vorrang gebührt, für eine möglichst statisch bestimmte Ausbildung der Konstruktion aussprechen, bei der im besonderen der Temperatureinfluß und etwaige Stützensenkungen (infolge des kleinen Pfeilverhältnisses) das Kräftespiel möglichst nicht oder nur unbeträchtlich beeinflussen und bei dem zugleich eine ermöglichte Temperaturausdehnung des Versteifungsträgers der Dachkonstruktion, dem Traufanschluß des Daches und dem Aufbau der Außenwände möglichst wenig Schwierigkeiten entgegensetzt.

(Schluß folgt.)

[2]) Grüning, Statisch unbestimmte Tragwerke aus Stahl bei beliebig oft wiederholter Belastung. Berlin, W. Ernst & Sohn.

INHALT: Hochdruckgasbehälter in Kugelform für die Stadt Siegen in Westfalen. — Aus der technisch-wissenschaftlichen Tätigkeit des Deutschen Stahlbau-Verbandes. — Beitrag über die Stahlkonstruktionen der Wettbewerbsentwürfe um die Kongreßhalle in Hamburg. (Fortsetzung.)

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Schriftleitung:
Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernsprecher: C 1 Steinplatz 0011
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernsprecher: Breslau 421 61

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

8. Jahrgang | BERLIN, 1. März 1935 | Heft 5

Die Tragfähigkeit des gleichmäßig querbelasteten Druckstabes aus einem ideal-plastischen Stahl.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Priv.-Doz. Ing. Dr. Karl Ježek, Wien.

Die Sicherheit eines Bauwerkes kann in verläßlicher Weise nur nach seiner Tragfähigkeit beurteilt werden. Die Kenntnis der Festigkeit einer Konstruktion ist daher von größter Bedeutung für eine wirtschaftliche Bemessung. Die Festigkeit eines auf Biegung beanspruchten Bauwerkteiles ist vom plastischen Formänderungsvermögen des Werkstoffes abhängig und kann nur bei Kenntnis seines Tragverhaltens für elastisch-plastische Verzerrungszustände ermittelt werden. Die rechnerische Behandlung dieser Aufgabe ist nur unter gewissen einschränkenden Voraussetzungen, z. B. unter der Annahme eines „ideal-plastischen" Werkstoffes[1]) und unter der Annahme ebenbleibender Querschnitte möglich. Unter diesen Voraussetzungen, welche beim Baustahl bis zu Dehnungen von 10 ‰ weitgehend erfüllt[2]) beziehungsweise durch Versuche gut bestätigt[3]) sind, entwickelte Fritsche[4]) eine Theorie zur Berechnung der Tragfähigkeit von Balkenträgern und Girkmann[5]) ein Bemessungsverfahren für Rahmentragwerke. Unter den Untersuchungen über das Tragvermögen von Baustahlstäben nehmen die auf axialen Druck und Biegung beanspruchten Stäbe eine Sonderstellung ein, da die Ermittlung ihrer Tragfähigkeit eine durch die Werkstoffeigenschaften bedingte Gleichgewichtsaufgabe darstellt. Auf Grund der obenerwähnten Annahmen wurde vom Verfasser die exakte Berechnung der Tragfähigkeit des exzentrisch beanspruchten und des durch eine Einzelkraft querbelasteten Druckstabes durchgeführt[6]). Die vorliegende Arbeit behandelt einen weiteren für den Stahlbau wichtigen Sonderfall dieser Aufgabengruppe und enthält die strenge analytische Lösung des Gleichgewichtproblems zentrisch beanspruchter und gleichmäßig querbelasteter Druckstäbe aus einem ideal-plastischen Stahl, wobei die Untersuchung sich auf Stäbe mit Rechteckquerschnitt beschränkt.

I. Die einzelnen Äste der Biegelinie.

Ein zentrisch gedrückter und querbelasteter Stab von der Länge $2\,l$ hat in einem Querschnitt x außer der Axialkraft P ein Biegemoment M aufzunehmen (Bild 1). Ist die gleichmäßig verteilte Querbelastung durch die Beziehung

$$q = \frac{n\,P}{l} \tag{1}$$

gegeben, dann erhält man das Biegemoment an der Stelle x in der Form

$$M = P\left(y + n\,x - \frac{n\,x^2}{2\,l}\right). \tag{2}$$

Die Spannungsverteilung in einem beliebigen Stabquerschnitt ist aus den Gleichgewichtsbedingungen zwischen äußeren und inneren Kräften unter der Annahme eines ideal-plastischen Werkstoffes und ebenbleibender Querschnitte zu ermitteln. Die Arbeitslinie des Werkstoffes, die den folgenden Rechnungen zugrunde gelegt wird, ist in Bild 2 dargestellt.

Bis zur Stauchgrenze beziehungsweise bis zur Streckgrenze, welche Spannungen dem Absolutwerte nach gleich groß angenommen werden, gilt das Hookesche Gesetz; für größere Dehnungen wird vollkommene Plastizität vorausgesetzt, d. h. die Spannung bleibt trotz zunehmender Dehnung konstant. Da unter dieser Annahme die wirkliche Arbeitslinie eines Baustahles nur bis zu einer

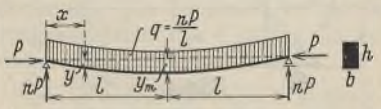


Bild 1.

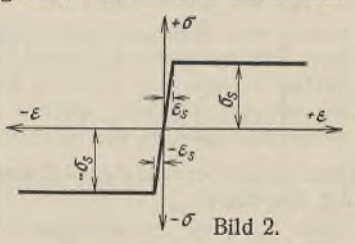


Bild 2.

bestimmten Dehnung beziehungsweise Stauchung genügend genau wiedergegeben wird, ist später zu prüfen, wieweit die gewonnenen Ergebnisse dem wirklichen Verhalten eines zentrisch gedrückten und gleichmäßig querbelasteten Baustahlstabes entsprechen.

In einem durch eine Axialkraft und ein Biegemoment beanspruchten Rechteckquerschnitt sind mit Rücksicht auf die Größe der Randfaserstauchung beziehungsweise Randfaserdehnung drei Spannungszustände beziehungsweise Verzerrungszustände möglich. Da bei der vorliegenden Aufgabe die Gleichgewichtsbedingungen zwischen äußeren und inneren Kräften für den verformten Stab aufzustellen sind (Theorie II. Ordnung), ist es nötig, den Zusammenhang zwischen den äußeren Kräften und den Formänderungen der Stabachse analytisch festzulegen; dies führt zur Aufstellung der den einzelnen Verzerrungszuständen entsprechenden Gleichungen für die Äste der Biegelinie. In den nachfolgenden Rechnungen werden Druckspannungen positiv, Zugspannungen negativ bezeichnet, und es bedeuten $\pm\,\sigma_s$ die Stauchgrenze beziehungsweise die Streckgrenze, E den Elastizitätsmodul, σ_i, σ_a die Spannungen und ε_i, ε_a die spezifischen Längenänderungen am Innenrand (Druckseite) beziehungsweise am Außenrand (Zugseite) des Stabes.

Ast I (Spannungszustand I):

$$\varepsilon_i \leqq \varepsilon_s,\ \varepsilon_a < -\varepsilon_s,\ \sigma_i \leqq \sigma_s,\ \sigma_a < -\sigma_s \text{ (Bild 3).}$$

Aus den Gleichgewichtsbedingungen zwischen äußeren und inneren Kräften erhält man mit $P = b\,h\,\sigma_m$:

$$\begin{cases} \dfrac{c_1}{h} = \dfrac{b\,h^2\,\sigma_i}{12\,M} \\ \dfrac{d_1}{h} = 1 - \dfrac{c_1}{h}. \end{cases} \tag{3}$$

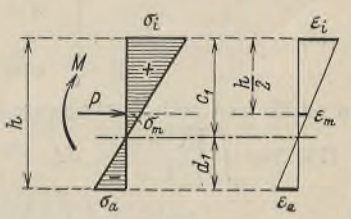


Bild 3.

Die Differentialgleichung der Biegelinie lautet daher

$$\frac{1}{\varrho_1} \approx y_1'' = -\frac{\varepsilon_i}{c_1} = -\frac{12\,M}{E\,b\,h^3}. \tag{4}$$

Mit den Abkürzungen

$$\begin{cases} \alpha_1^2 = \dfrac{12\,\sigma_m}{E\,h^2} \\ u = \alpha_1\left(y_1 + n\,x_1 - \dfrac{n\,x_1^2}{2\,l}\right) + \dfrac{n}{\alpha_1\,l} \end{cases} \tag{5}$$

erhält man durch zweimalige Integration der Gl. (4) zunächst die Neigung der Biegelinie

$$y_1' = \sqrt{A^2 - u^2} - \frac{n}{l}\,(l - x_1) \tag{6}$$

---

[1]) L. Prandtl, Über die Eindringungsfestigkeit (Härte) plastischer Baustoffe und die Festigkeit von Schneiden. Z. ang. Math. 1921.

[2]) M. Moser, Grundsätzliches zur Streckgrenze. V. D. I.-Forschungsheft 295.

[3]) E. Meyer, Die Berechnung von Stäben, deren Material dem Hookeschen Gesetz nicht folgt. Z. d. VdI 1908.

[4]) J. Fritsche, Die Tragfähigkeit von Balken aus Stahl mit Berücksichtigung des plastischen Verformungsvermögens. Bauing. 1930. — Arbeitsgesetze bei elastisch-plastischer Balkenbiegung. Z. ang. Math. 1931.

[5]) K. Girkmann, Bemessung von Rahmentragwerken unter Zugrundelegung eines ideal-plastischen Stahles. Sitzungsberichte der Wiener Akad. d. Wissensch., Math. naturw. Kl., Abt. IIa, 1931, Bd. 140., H. 9. u. 10.

[6]) K. Ježek, Die Tragfähigkeit des exzentrisch beanspruchten und des querbelasteten Druckstabes aus einem ideal-plastischen Stahl. Sitzungsberichte der Wiener Akad. d. Wissensch., Abt. IIa, 1934, Bd. 143, H. 7.

und schließlich die Gleichung der Biegelinie

$$x_1 = \frac{1}{\alpha_1} \arcsin \frac{u}{A} + B, \tag{7}$$

wobei A^2 und B die Integrationskonstanten bedeuten. Für jenen Querschnitt $\theta \leqq \xi_1 \leqq l$, in welchem am Innenrand in Stabmitte gerade die Stauchgrenze σ_s erreicht wird, besteht für die Durchbiegung die Gleichung

$$\eta_1 = \frac{h}{6}\left(\frac{\sigma_s}{\sigma_m} - 1\right) - n\,\xi_1 + \frac{n\,\xi_1^2}{2\,l}. \tag{8}$$

Der Gültigkeitsbereich des Astes I ergibt sich daher aus

$$\theta \leqq \left(y_1 + n\,x_1 - \frac{n\,x_1^2}{2\,l}\right) \leqq \left(\eta_1 + n\,\xi_1 - \frac{n\,\xi_1^2}{2\,l}\right). \tag{9}$$

Ast II (Spannungszustand II):

$\varepsilon_i \geqq \varepsilon_s$, $\quad \varepsilon_a \leqq -\varepsilon_s$, $\quad \sigma_i = \sigma_s$, $\quad \sigma_a \leqq -\sigma_s$ (Bild 4).

Man erhält aus den Gleichgewichtsbedingungen

$$\begin{cases} \dfrac{e_2}{h} = \dfrac{3\,M}{b\,h^2\,(\sigma_s - \sigma_m)} - \dfrac{1}{2} \\ \dfrac{c_2}{h} = \dfrac{9\left[(\sigma_s - \sigma_m) - \dfrac{2\,M}{b\,h^2}\right]^2}{8\,(\sigma_s - \sigma_m)^3}\,\sigma_s \\ \varepsilon_i = \dfrac{e_2 + c_2}{c_2}\,\varepsilon_s. \end{cases} \tag{10}$$

Mit den Abkürzungen

$$\begin{cases} \alpha_2 = \dfrac{2\,h\,\sigma_m}{9\,E}\left(\dfrac{\sigma_s}{\sigma_m} - 1\right)^3 \\ \beta_2 = \dfrac{h}{2}\left(\dfrac{\sigma_s}{\sigma_m} - 1\right) \end{cases} \tag{11}$$

lautet die Differentialgleichung der Biegelinie

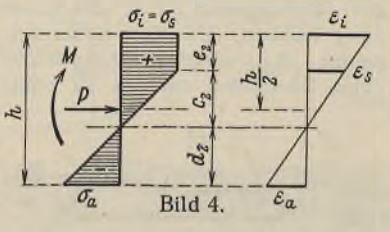


Bild 4.

$$\frac{1}{\varrho_2} \doteq y_2'' = -\frac{\varepsilon_s}{c_2} = -\frac{\alpha_2}{\left[\beta_2 - \left(y_2 + n\,x_2 - \dfrac{n\,x_2^2}{2\,l}\right)\right]^2}. \tag{12}$$

Bezeichnet man mit C und D die Integrationskonstanten und führt man die Ausdrücke

$$\begin{cases} p = \dfrac{C}{4\,n} \\ r^2 = p^2 + \dfrac{\alpha_2}{n\,l} \\ \nu^2 = \dfrac{2\,r}{p + r} \\ t^2 = \dfrac{1}{2\,r\,l}\left[\beta_2 - \left(y_2 + n\,x_2 - \dfrac{n\,x_2^2}{2\,l}\right)\right] + \dfrac{1}{\nu^2} \end{cases} \tag{13}$$

in die Rechnung ein, so erhält man durch zweimalige Integration der Gl. (12) die Gleichung der Biegelinie in der Form

$$x = -\,l\sqrt{\frac{2\,(p + r)}{n}} \int \frac{\sqrt{1 - \nu^2\,t^2}}{\sqrt{1 - t^2}}\,dt + D. \tag{14}$$

Das in Gl. (14) vorhandene Integral ist ein elliptisches Integral II. Gattung, in welchem allerdings sowohl das Argument t als auch der Modul ν größer als Eins sind. Für diesen Fall sind m. W. keine Tafelwerte vorhanden. Setzt man

$$\begin{cases} v = \dfrac{1}{t} < 1 \\ \varkappa = \dfrac{1}{\nu} < 1, \end{cases} \tag{15}$$

so erhält man nach Zerlegung des Integrals in Gl. (14)

$$\Im = \int \frac{\sqrt{1 - \nu^2\,t^2}}{\sqrt{1 - t^2}}\,dt = -\frac{1}{\varkappa}\left\{\int \frac{\sqrt{1 - \varkappa^2 v^2}}{\sqrt{1 - v^2}}\,dv + \int \frac{\sqrt{(1 - v^2)(1 - \varkappa^2 v^2)}}{v^2}\,dv\right\} \tag{16}$$

und nach partieller Integration des letzten Integrals

$$\Im = -\frac{1}{\varkappa}\left\{(1 - \varkappa^2)\,\mathfrak{F}(\varkappa, v) - \mathfrak{E}(\varkappa, v) - \frac{\sqrt{(1 - v^2)(1 - \varkappa^2 v^2)}}{v}\right\}. \tag{17}$$

In Gl. (17) bedeuten

$$\begin{cases} \mathfrak{F}(\varkappa, v) = \displaystyle\int_0^v \frac{dv}{\sqrt{(1 - v^2)(1 - \varkappa^2 v^2)}} \\ \mathfrak{E}(\varkappa, v) = \displaystyle\int_0^v \frac{\sqrt{1 - \varkappa^2 v^2}}{\sqrt{1 - v^2}}\,dv \end{cases} \tag{18}$$

die elliptischen Normalintegrale I. und II. Gattung, für deren Auswertung vorhandene Funktionentafeln benutzt werden können[7]). Man erhält daher die Neigung der Biegelinie zu

$$y_2' = \frac{2\sqrt{n\,r\,(1 - v^2)}}{v\sqrt{1 - \varkappa^2 v^2}} - \frac{n}{l}\,(l - x_2) \tag{19}$$

und die Gleichung der Biegelinie besitzt die Form

$$x_2 = 2\,l\sqrt{\frac{r}{n}}\left\{(1 - \varkappa^2)\,\mathfrak{F}(\varkappa, v) - \mathfrak{E}(\varkappa, v) - \frac{\sqrt{(1 - v^2)(1 - \varkappa^2 v^2)}}{v}\right\} + D. \tag{20}$$

Die Durchbiegung jenes Stabquerschnittes $\xi_1 \leqq \xi_2 \leqq l$, in welchem am Außenrand (Zugseite) gerade die Streckgrenze erreicht wird, ergibt sich zu

$$\eta_2 = \frac{h}{6}\left(\frac{\sigma_s}{\sigma_m} - 1\right)\left(1 + 2 \cdot \frac{\sigma_m}{\sigma_s}\right) - n\,\xi_2 + \frac{n\,\xi_2^2}{2\,l}. \tag{21}$$

Der Gültigkeitsbereich des Astes II liegt daher innerhalb der Grenzen

$$\left(\eta_1 + n\,\xi_1 - \frac{n\,\xi_1^2}{2\,l}\right) \leqq \left(y_2 + n\,x_2 - \frac{n\,x_2^2}{2\,l}\right) \leqq \left(\eta_2 + n\,\xi_2 - \frac{n\,\xi_2^2}{2\,l}\right). \tag{22}$$

Ast III (Spannungszustand III):

$\varepsilon_i > \varepsilon_s$, $\quad \varepsilon_a \geqq -\varepsilon_s$, $\quad \sigma_i = \sigma_s$, $\quad \sigma_a = -\sigma_s$ (Bild 5).

Aus den Gleichgewichtsbedingungen ergibt sich

$$\begin{cases} \dfrac{e_3}{h},\ \dfrac{d_3}{h} = \dfrac{1}{2}\left(1 \pm \dfrac{\sigma_m}{\sigma_s}\right) - \sqrt{\dfrac{3}{4}\left(1 - \dfrac{\sigma_m^2}{\sigma_s^2}\right) - \dfrac{3\,M}{b\,h^2\,\sigma_s}} \\ \dfrac{c_3}{h} = \sqrt{\dfrac{3}{4}\left(1 - \dfrac{\sigma_m^2}{\sigma_s^2}\right) - \dfrac{3\,M}{b\,h^2\,\sigma_s}} \\ \varepsilon_i = \dfrac{e_3 + c_3}{c_3} \cdot \varepsilon_s. \end{cases} \tag{23}$$

Mit den Abkürzungen

$$\begin{cases} \alpha_3^2 = \dfrac{\sigma_s^3}{3\,h\,E^2\,\sigma_m} \\ \beta_3 = \dfrac{h\,\sigma_s}{4\,\sigma_m}\left(1 - \dfrac{\sigma_m^2}{\sigma_s^2}\right) \end{cases} \tag{24}$$

erhält man die Differentialgleichung der Biegelinie in der Form

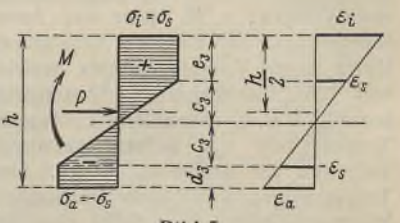


Bild 5.

$$\frac{1}{\varrho_3} \doteq y_3'' = -\frac{\varepsilon_s}{c_3} = -\frac{\alpha_3}{\sqrt{\beta_3 - \left(y_3 + n\,x_3 - \dfrac{n\,x_3^2}{2\,l}\right)}}. \tag{25}$$

Setzt man ferner

$$\begin{cases} w^2 = \dfrac{2\,n}{l}\left[\beta_3 - \left(y_3 + n\,x_3 - \dfrac{n\,x_3^2}{2\,l}\right)\right] \\ g = 2\,\alpha_3\sqrt{\dfrac{l}{2\,n}}, \end{cases} \tag{26}$$

so erhält man nach zweimaliger Integration der Differentialgleichung (25) zunächst die Neigung der Biegelinie

$$y_3' = \sqrt{w^2 + 2\,g\,w + F} - \frac{n}{l}\,(l - x_3) \tag{27}$$

und schließlich die Gleichung der Biegelinie zu

$$x_3 = \frac{l}{n}\left\{\sqrt{w^2 + 2\,g\,w + F} - g\,\log\text{nat}\left[g + w + \sqrt{w^2 + 2\,g\,w + F}\,\right]\right\} + G, \tag{28}$$

wobei F und G die Integrationskonstanten bedeuten. Die größtmögliche Durchbiegung des Astes III, bei welcher das Tragvermögen des Querschnittes erschöpft ist ($y_3'' = \infty$), errechnet sich zu

$$\eta_3 = \max y_m = \frac{h\,\sigma_s}{4\,\sigma_m}\left(1 - \frac{\sigma_m^2}{\sigma_s^2}\right) - \frac{n\,l}{2}. \tag{29}$$

Für die abgeleiteten Beziehungen gelten die Grenzen

$$\left(\eta_2 + n\,\xi_2 - \frac{n\,\xi_2^2}{2\,l}\right) \leqq \left(y_3 + n\,x_3 - \frac{n\,x_3^2}{2\,l}\right) \leqq \left(\eta_3 + \frac{n\,l}{2}\right). \tag{30}$$

II. Die Gleichgewichtsformen der Biegelinie.

Der Stab hat an seinen Enden ($x = 0$, $x = 2\,l$) nur die Axialkraft P aufzunehmen ($\sigma_m \leqq \sigma_s$) und erfährt daher an diesen Stellen rein elastische Formänderungen. Die größte Beanspruchung tritt im Mittelquerschnitt ($x = l$) auf und es herrscht in diesem Querschnitt je nach der Größe der äußeren Belastung einer der oben beschriebenen Spannungszustände. Die vollständige Biegelinie des Stabes wird daher mit zunehmender Belastung aus einem Ast (Ast I) gebildet oder sie setzt sich aus zwei bzw. drei Ästen zusammen. Diese unter Berücksichtigung des Spannungsverlaufes im Mittelquerschnitt des Stabes möglichen Formen der Biegelinie werden,

[7]) E. Jahnke, F. Emde, Funktionentafeln. Teubner, Leipzig 1923.

da sie Gleichgewichtslagen der ausgebogenen Stabachse entsprechen, als Gleichgewichtsformen bezeichnet. Die für den vorgegebenen Belastungsfall möglichen drei Gleichgewichtsformen der Biegelinie werden nachstehend entwickelt.

1. Gleichgewichtsform (Ast I): $\ldots . y_m \leqq \eta_1$.

Aus den Randbedingungen

$$\text{(31)} \qquad \begin{cases} x_1 = 0 \ldots . y_1 = 0 \\ x_1 = l \ldots . y'_1 = 0 \end{cases}$$

werden die Integrationskonstanten ermittelt und man erhält

$$\text{(32)} \qquad \begin{cases} A = u_m = \alpha_1 \left(y_m + \dfrac{n\,l}{2} \right) + \dfrac{n}{\alpha_1\, l} \\ B = l - \dfrac{\pi}{2\,\alpha_1}. \end{cases}$$

Die mittlere Durchbiegung y_m ergibt sich dann zu

$$\text{(33)} \qquad y_m = \frac{n\,l}{2} \left[\frac{2\,(1 - \cos \alpha_1\, l)}{\alpha_1{}^2\, l^2 \cos \alpha_1\, l} - 1 \right].$$

Jene Axialspannung, bei welcher am Innenrand in Stabmitte gerade die Stauchgrenze erreicht wird (dann gilt $y_m = \eta_1$), soll als „gefährliche" Spannung σ_{gef} bezeichnet werden, da deren Überschreitung bleibende Formänderungen des Stabes bedingt[8]). Bezeichnet man mit

$$\text{(34)} \qquad \lambda = \frac{2\,l}{i} = 4\sqrt{3} \cdot \frac{l}{h}$$

das Schlankheitsverhältnis (i ist der Trägheitshalbmesser) des Stabes, so ist die gefährliche Spannung aus der nachstehenden Gleichung zu ermitteln.

$$\text{(35)} \qquad \left[1 + \frac{\lambda \sqrt{3}}{6\,n\,E} (\sigma_s - \sigma_{gef}) \right] \cos \left(\frac{\lambda}{2} \sqrt{\frac{\sigma_{gef}}{E}} \right) - 1 = 0.$$

2. Gleichgewichtsform (Äste I und II): $\ldots . \eta_1 \leqq y_m \leqq \eta_2$.

Zur Ermittlung der vier Integrationskonstanten stehen die nachfolgenden Randbedingungen zur Verfügung:

$$\text{(36)} \qquad \begin{cases} x_1 = 0 \ldots\ldots\ldots . y_1 = 0 \\ x_1 = x_2 = \xi_1 \ldots . y_1 = y_2 = \eta_1 \\ x_1 = x_2 = \xi_1 \ldots . y_1' = y_2' \\ x_2 = l \ldots\ldots\ldots . y_2' = 0. \end{cases}$$

Mit den Abkürzungen

$$\text{(37)} \qquad \begin{cases} r^2 = \dfrac{C^2}{16\,n^2} + \dfrac{8\sqrt{3}\,\sigma_m}{9\,n\,\lambda\,E} \left(\dfrac{\sigma_s}{\sigma_m} - 1 \right)^3 \\ \varkappa^2 = \dfrac{C}{8\,n\,r} + \dfrac{1}{2} \\ \dfrac{1}{v_1{}^2} = \dfrac{2\sqrt{3}}{3\,r\,\lambda} \left(\dfrac{\sigma_s}{\sigma_m} - 1 \right) + \varkappa^2 \\ u_0 = \dfrac{2\,n}{\lambda \sqrt{\varepsilon_m}} \\ u_1 = \sqrt{\dfrac{\varepsilon_m}{3}} \left(\dfrac{\sigma_s}{\sigma_m} - 1 \right) + u_0 \end{cases}$$

erhält man aus den Randbedingungen (36) zunächst

$$\text{(38)} \qquad \begin{cases} A^2 = u_1{}^2 + \dfrac{4\,n\,r\,(1 - v_1{}^2)}{v_1{}^2\,(1 - \varkappa^2\, v_1{}^2)} \\ B = -\dfrac{1}{\alpha_1} \arcsin \dfrac{u_0}{A} \\ D = l \left\{ 1 - 2 \sqrt{\dfrac{r}{n}}\, [(1 - \varkappa^2)\, \mathfrak{F}(\varkappa) - \mathfrak{E}(\varkappa)] \right\}, \end{cases}$$

wobei

$$\text{(39)} \qquad \begin{cases} \mathfrak{F}(\varkappa) = \displaystyle\int_0^1 \frac{d\,v}{\sqrt{(1 - v^2)(1 - \varkappa^2\, v^2)}} \\ \mathfrak{E}(\varkappa) = \displaystyle\int_0^1 \frac{\sqrt{1 - \varkappa^2\, v^2}}{\sqrt{1 - v^2}}\, d\,v \end{cases}$$

die vollständigen elliptischen Normalintegrale I. und II. Gattung bedeuten. Diese vollständigen elliptischen Integrale sind nur mehr Funktionen des Moduls $\varkappa$ und können aus dem oben angegebenen Tafelwerk entnommen werden. Für die Integrationskonstante C erhält man die nachfolgende Bestimmungsgleichung

$$\text{(40)} \qquad \Phi_2 = \left(\arcsin \frac{u_1}{A} - \arcsin \frac{u_0}{A} - \frac{\lambda}{2} \sqrt{\varepsilon_m} \right) - \lambda \sqrt{\frac{\varepsilon_m\, r}{n}} \left\{ (1 - \varkappa^2)\, [\mathfrak{F}(\varkappa, v_1) - \mathfrak{F}(\varkappa)] - [\mathfrak{E}(\varkappa, v_1) - \mathfrak{E}(\varkappa)] - \frac{\sqrt{(1 - v_1{}^2)(1 - \varkappa^2\, v_1{}^2)}}{v_1} \right\} = 0.$$

Die mittlere Durchbiegung ergibt sich als Funktion der Axialspannung und der Integrationskonstanten C in der Form

$$\text{(41)} \qquad \frac{y_m}{h} = \frac{1}{2} \left(\frac{\sigma_s}{\sigma_m} - 1 \right) - \frac{\lambda}{4\sqrt{3}} \left[\frac{n}{2} - \frac{C}{4\,n} + \sqrt{\frac{C^2}{16\,n^2} + \frac{8\sqrt{3}\,\varepsilon_m}{9\,n\,\lambda} \left(\frac{\sigma_s}{\sigma_m} - 1 \right)^3} \right].$$

Führt man für die mittlere Durchbiegung die Grenzwerte η_1 bzw. η_2 ein, so erhält man die entsprechenden Grenzwerte für die Integrationskonstante C und somit den Gültigkeitsbereich der Gl. (40) in der Form

$$\text{(42)} \qquad \frac{4}{3} \left(\frac{\sigma_s}{\sigma_m} - 1 \right) \left[\varepsilon_m \left(\frac{\sigma_s}{\sigma_m} - 1 \right) - \frac{2\sqrt{3}\,n}{\lambda} \right] \leqq C \leqq \frac{4}{3} \left(\frac{\sigma_s}{\sigma_m} - 1 \right) \left[\varepsilon_s - \frac{2\sqrt{3}\,n}{\lambda} \left(1 - \frac{\sigma_m}{\sigma_s} \right) \right].$$

Gl. (40) besitzt innerhalb ihres Gültigkeitsbereiches eine oder zwei reelle Wurzeln. Mit zunehmender Belastung erfährt der Stab eine mittlere Durchbiegung, die der kleineren Wurzel C entspricht. Über die Bedeutung des eventuell vorhandenen zweiten Lösungswertes für die Integrationskonstante C geben die Ausführungen des nächsten Abschnittes Aufschluß.

3. Gleichgewichtsform (Äste I, II und III): $\ldots \eta_2 \leqq y_m \leqq \eta_3$.

Zur Berechnung der sechs Integrationskonstanten sind die nachfolgenden Randbedingungen zu verwenden:

$$\text{(43)} \qquad \begin{cases} x_1 = 0 \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ y_1 = 0 \\ x_1 = x_2 = \xi_1 \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ y_1 = y_3 = \eta_1 \\ x_1 = x_2 = \xi_1 \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ y_1' = y_2' \\ x_2 = x_3 = \xi_2 \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ y_2 = y_3 = \eta_2 \\ x_2 = x_3 = \xi_2 \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ y_2' = y_3' \\ x_3 = l \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ y_3' = 0. \end{cases}$$

Mit den Abkürzungen

$$\text{(44)} \qquad \begin{cases} g = \dfrac{\varepsilon_s}{3} \sqrt{\dfrac{3\,\lambda\,\sigma_s}{2\sqrt{3}\,n\,\sigma_m}} \\ w_2{}^2 = \dfrac{2\sqrt{3}\,n\,\sigma_m}{3\,\lambda\,\sigma_s} \left(\dfrac{\sigma_s}{\sigma_m} - 1 \right)^2 \\ \dfrac{1}{v_2{}^2} = \dfrac{w_2{}^2}{n\,r} + \varkappa^2 \\ W = \sqrt{w_2{}^2 + 2\,g\,w_2 + F} \end{cases}$$

und den Werten der Gl. (37) erhält man aus den Randbedingungen (43) zunächst

$$\text{(45)} \qquad \begin{cases} A^2 = u_1{}^2 + \dfrac{4\,n\,r\,(1 - v_1{}^2)}{v_1{}^2\,(1 - \varkappa^2\, v_1{}^2)} \\ B = -\dfrac{1}{\alpha_1} \arcsin \dfrac{u_0}{A} \\ D = -2\,l \sqrt{\dfrac{r}{n}} \left\{ (1 - \varkappa^2)\, \mathfrak{F}(\varkappa, v_2) - \mathfrak{E}(\varkappa, v_2) - \dfrac{\sqrt{(1 - v_2{}^2)(1 - \varkappa^2\, v_2{}^2)}}{v_2} \right\} - \dfrac{l}{n} [W - g \operatorname{lognat}(g + w_2 + W) - n + g \sqrt{g^2 - F}\,] \\ F = C - 2 \left(\dfrac{\sigma_s}{\sigma_m} - 1 \right) \left[\varepsilon_s - \dfrac{n\sqrt{3}}{\lambda} \left(1 - \dfrac{\sigma_m}{\sigma_s} \right) \right] \\ G = \dfrac{l}{n} (n - g \sqrt{g^2 - F}) \end{cases}$$

und schließlich eine Bestimmungsgleichung für die Integrationskonstante C in der Form

$$\text{(46)} \qquad \Phi_3 = \left(\arcsin \frac{u_1}{A} - \arcsin \frac{u_0}{A} - \frac{\lambda}{2} \sqrt{\varepsilon_m} \right) - \lambda \sqrt{\frac{\varepsilon_m\, r}{n}} \left\{ (1 - \varkappa^2)[\mathfrak{F}(\varkappa, v_1) - \mathfrak{F}(\varkappa, v_2)] - [\mathfrak{E}(\varkappa, v_1) - \mathfrak{E}(\varkappa, v_2)] - \frac{\sqrt{(1 - v_1{}^2)(1 - \varkappa^2 v_1{}^2)}}{v_1} + \frac{\sqrt{(1 - v_2{}^2)(1 - \varkappa^2 v_2{}^2)}}{v_2} \right\} + \frac{\lambda \sqrt{\varepsilon_m}}{2\,n} \left(W - g \operatorname{lognat} \frac{g + w_2 + W}{\sqrt{g^2 - F}} \right) = 0.$$

[8]) Vgl. hierzu den Diskussionsbeitrag von M. T. Huber zum Referat M. Roš auf der II. Intern. Tagung für Brückenbau und Hochbau in Wien 1928 (Bericht, S. 310 ff.).

Die Durchbiegung in Stabmitte ergibt sich als Funktion der Axialspannung σ_m und der Integrationskonstanten F zu

$$(47)\quad \frac{y^m}{h} = \frac{\sigma_s}{4\,\sigma_m}\left(1-\frac{\sigma_m{}^2}{\sigma_s{}^2}\right) - \frac{\lambda}{4\sqrt{3}}\left[\frac{n}{2}+\frac{g}{n}\,(g-\sqrt{g^2-F}) - \frac{F}{2n}\right].$$

Führt man für die mittlere Durchbiegung y_m den oberen und unteren Grenzwert in Gl. (47) ein, so erhält man die entsprechenden Grenzwerte für die Integrationskonstante F zu

$$(48)\quad -\frac{2}{3}\left(\frac{\sigma_s}{\sigma_m}-1\right)\left[\varepsilon_s+\frac{n\sqrt{3}}{\lambda}\left(1-\frac{\sigma_m}{\sigma_s}\right)\right] \leqq F \leqq 0.$$

Der Gültigkeitsbereich der Gl. (46) ist daher laut Gl. (45) und (48) durch

$$(49)\quad \begin{cases} \dfrac{4}{3}\left(\dfrac{\sigma_s}{\sigma_m}-1\right)\left[\varepsilon_s-\dfrac{2\sqrt{3}\,n}{\lambda}\left(1-\dfrac{\sigma_m}{\sigma_s}\right)\right] \leqq C \\ \qquad \leqq 2\left(\dfrac{\sigma_s}{\sigma_m}-1\right)\left[\varepsilon_s-\dfrac{n\sqrt{3}}{\lambda}\left(1-\dfrac{\sigma_m}{\sigma_s}\right)\right] \end{cases}$$

gegeben. Innerhalb ihres Gültigkeitsbereiches besitzt die Gl. (46) zwei reelle Lösungswerte für die Integrationskonstante C. Mit zunehmender Belastung nimmt die ausgebogene Stabachse jene Lage ein, welche der kleineren Durchbiegung entspricht. Die Bedeutung des zweiten Lösungswertes der Gl. (46) wird im folgenden Abschnitt besprochen.

III. Die kritische Belastung des Stabes.

Das Ziel der vorliegenden Untersuchung bildet die Ermittlung der Tragfähigkeit des zentrisch gedrückten und gleichmäßig querbelasteten Stabes aus einem ideal-plastischen Werkstoff. Die Untersuchung seines Tragverhaltens für unterhalb dieser Höchstlast liegende axiale Beanspruchungen ergibt, daß der Stab zwei mögliche Gleichgewichtslagen mit den mittleren Durchbiegungen $y_m^{(1)}$ und $y_m^{(2)}$ besitzt. Im Verlaufe einer stetig gesteigerten Belastung (die Wirkung einer Entlastung und Wiederbelastung wird hier nicht berücksichtigt) nimmt der Stab die erste Gleichgewichtslage, welche der kleineren mittleren Durchbiegung $y_m^{(1)}$ entspricht, ein. (Vgl. hierzu die Ausführungen des Abschn. II). Die zweite Gleichgewichtslage mit der größeren Durchbiegung in Stabmitte $y_m^{(2)}$ entspricht jener Grenzlage der ausgebogenen Stabachse, in welcher zwischen inneren und äußeren Kräften gerade noch Gleichgewicht besteht. Diese beiden möglichen Gleichgewichtslagen können, müssen aber nicht derselben Gleichgewichtsform der ausgebogenen Stabachse entsprechen. So kann z. B. die primäre Gleichgewichtslage der 1. oder 2. Gleichgewichtsform, die sekundäre Gleichgewichtslage der 2. oder 3. Gleichgewichtsform der Biegelinie entsprechen. Gehört dagegen bereits die primäre Gleichgewichtslage der 3. Gleichgewichtfsorm an, so entspricht auch die sekundäre Gleichgewichtslage derselben Form der ausgebogenen Stabachse. Daher ergibt die Gl. (40) je nach dem Schlankheitsverhältnis und Querbelastungsverhältnis des Stabes einen oder zwei Lösungswerte, die Gl. (46) dagegen immer zwei Lösungswerte für die Integrationskonstante bzw. für die mittlere Durchbiegung. Zur Erläuterung ist in Bild 6 die Funktion $\sigma_m = f(y_m)$ für einen Stab von gegebener Schlankheit λ und gegebenem Querbelastungsverhältnis n graphisch dargestellt. Diese Kurve besteht aus zwei Ästen: Der aufsteigende Ast [0, 1, 2, M] ist der geometrische Ort der mittleren Durchbiegungen $y_m^{(1)}$ aller primären Gleichgewichtslagen, die Abszissen des abfallenden Astes [M, 2′, 1′] entsprechen den mittleren Durchbiegungen $y_m^{(2)}$ der sekundären Gleichgewichtslagen. Der belastete Stab kann durch eine zusätzliche Ausbiegungsvergrößerung aus der ersten in die zweite Gleichgewichtslage gebracht werden, ohne sein Tragvermögen einzubüßen, vermag jedoch einer darüber hinausgehenden Ausbiegungsverstärkung keinen inneren Widerstand entgegenzusetzen. Die primäre bzw. die sekundäre Gleichgewichtslage ist daher bezüglich einer unendlich kleinen Vergrößerung der mittleren Ausbiegung des Stabes als stabil bzw. labil zu bezeichnen. Als Stabilitätsmaß der primären Gleichgewichtslage kann die Differenz aus den den beiden Gleichgewichtslagen zugeordneten mittleren Durchbiegungen, also

$$(50)\quad \Delta = y_m^{(2)} - y_m^{(1)}$$

angesehen werden. Dieses Stabilitätsmaß nimmt mit zunehmender Belastung ab und erreicht schließlich bei der Höchstspannung, die als „kritische" Spannung σ_{kr} bezeichnet werden soll, den Wert Null. Die kritische Belastung (Traglast des Stabes) ist größer als die gefährliche Belastung und kleiner als die einem zentrischen Kraftangriff ohne Querbelastung ($n = 0$) entsprechende Knicklast ($P_{gef} < P_{kr} < P_k$). Die Aufgabe, die Tragfähigkeit eines zentrisch gedrückten und gleichmäßig querbelasteten Druckstabes aus einem elastisch-plastischen Werkstoff zu ermitteln, stellt daher ein Gleichgewichtsproblem dar. Dieses Tragverhalten ist charakteristisch für alle auf axialen Druck und Biegung beanspruchten Stäbe[9]). In Bild 6 entspricht die Ordinate des Punktes M

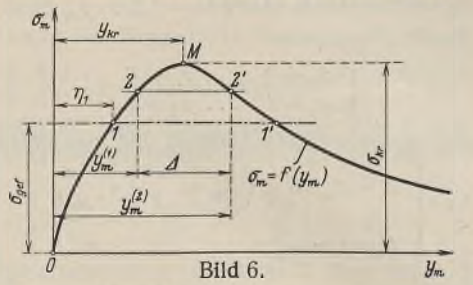


Bild 6.

der kritischen Spannung $\max \sigma_m = \sigma_{kr}$, seine Abszisse der kritischen Durchbiegung y_{kr}, und die Kurve $\sigma_m = f(y_m)$ besitzt in diesem Punkte eine zur Abszissenachse parallele Tangente. Zur Bestimmung der kritischen Spannung und der kritischen Durchbiegung stehen daher die beiden nachfolgenden Gleichungen zur Verfügung:

$$(51)\quad \begin{cases} \sigma_m = f(y_m) \\ \dfrac{d\,\sigma_m}{d\,y_m} = f_1(y_m) = 0. \end{cases}$$

Im vorliegenden Falle ist die Axialspannung nicht explizit als Funktion der mittleren Durchbiegung darstellbar, daher lauten die beiden zur Bestimmung dieser Extremwerte erforderlichen Gleichungen:

$$(52)\quad \begin{cases} \Phi(\sigma_m, y_m) = 0 \\ \dfrac{\partial}{\partial y_m}\,\Phi(\sigma_m, y_m) = 0. \end{cases}$$

Der funktionelle Zusammenhang zwischen der Axialspannung und der mittleren Durchbiegung wurde bereits im vorhergehenden Abschnitt für die einzelnen Gleichgewichtsformen der Biegelinie bestimmt. Nachfolgend wird die zweite der Gl. (52) angegeben. Hierbei kommen nur die 2. und die 3. Gleichgewichtsform in Betracht, da die kritische Spannung immer größer ist als die „gefährliche" Spannung.

2. Gleichgewichtsform $\eta_1 \leqq y_{kr} \leqq \eta_2$.

Durch Differentiation der Gl. (40) erhält man nach Umformung

$$(53)\quad \frac{\partial \Phi_2}{\partial y_m} = 0 = C\left(\arcsin\frac{u_1}{A} - \arcsin\frac{u_0}{A} - \frac{\lambda}{2}\sqrt{\varepsilon_m}\right) + \frac{16\,n^2 r^2}{A^2}\left(\frac{u_1}{\sqrt{A^2-u_1{}^2}} - \frac{u_0}{\sqrt{A^2-u_0{}^2}}\right) + \frac{2}{3}\sqrt{\frac{3\,\varepsilon_m}{n\,r}}\left(\frac{\sigma_s}{\sigma_m}-1\right)\left\{\left[C-\frac{8}{3}\,\varepsilon_m\left(\frac{\sigma_s}{\sigma_m}-1\right)^2\right]\frac{v_1\sqrt{1-\varkappa^2 v_1{}^2}}{\sqrt{1-v_1{}^2}} + \frac{8}{3}\,\varepsilon_m\left(\frac{\sigma_s}{\sigma_m}-1\right)^2 \Im(\varkappa)\right\}.$$

Aus den Gl. (40) und (53) ist $C = C_{kr}$ und $\sigma_m = \sigma_{kr}$ zu bestimmen. Die kritische Durchbiegung in Stabmitte ist aus Gl. (41) zu berechnen.

3. Gleichgewichtsform $\eta_2 \leqq y_{kr} \leqq \eta_3$.

Durch Differentiation der Gl. (46) ergibt sich

$$(54)\quad \frac{\partial \Phi_3}{\partial y_m} = 0 = C\arcsin\left[\frac{u_1}{A} - \arcsin\frac{u_0}{A} - \frac{\lambda}{2}\sqrt{\varepsilon_m} + \frac{\lambda\sqrt{\varepsilon_m}}{2\,n}\left(W - g\log\text{nat}\,\frac{g+w_2+W}{\sqrt{g^2-F}}\right)\right] + \frac{16\,n^2 r^2}{A^2}\left(\frac{u_1}{\sqrt{A^2-u_1{}^2}} - \frac{u_0}{\sqrt{A^2-u_0{}^2}}\right) + \frac{2}{3}\sqrt{\frac{3\,\varepsilon_m}{n\,r}}\left(\frac{\sigma_s}{\sigma_m}-1\right)\left\{\left[C-\frac{8}{3}\,\varepsilon_m\left(\frac{\sigma_s}{\sigma_m}-1\right)^2\right]\frac{v_1\sqrt{1-\varkappa^2 v_1{}^2}}{\sqrt{1-v_1{}^2}} - \left(1-\frac{\sigma_m}{\sigma_s}\right)\left[C-\frac{8}{3}\,\varepsilon_s\left(\frac{\sigma_s}{\sigma_m}-1\right)\right]\frac{v_2\sqrt{1-\varkappa^2 v_2{}^2}}{\sqrt{1-v_2{}^2}}\right\} - 8\,n\,r^2\,\lambda\sqrt{\varepsilon_m}\left[\frac{w_2+W}{(g+w_2+W)\,W} - \frac{g}{(g^2-F)}\right].$$

Aus den Gl. (46) und (54) ist $C = C_{kr}$ bzw. $F = F_{kr}$ und $\sigma_m = \sigma_{kr}$ zu bestimmen und schließlich aus Gl. (47) die kritische Durchbiegung in Stabmitte zu berechnen.

[9]) Die erste zu dieser Aufgabengruppe gehörende theoretische Untersuchung des Gleichgewichtsproblems exzentrisch gedrückter Stäbe aus Baustahl stammt von Th. v. Kármán, Untersuchungen über Knickfestigkeit, V. D. I., Forschungsheft 81.

Bei der Ermittlung der kritischen Belastung eines zentrisch gedrückten Stabes mit dem Querbelastungsverhältnis n und dem Schlankheitsverhältnis λ ist zunächst festzustellen, ob die ausgebogene Stabachse im kritischen Belastungszustande der 2. oder der 3. Gleichgewichtsform angehört; hierbei führt das nachstehend geschilderte Verfahren rasch zum Ziele. Man trägt in einem Koordinatensystem (Bild 7) mit den Abszissen $\left(\frac{y_m}{h}+\frac{n\lambda}{8\sqrt{3}}\right)$ und den Ordinaten σ_m die Kurven

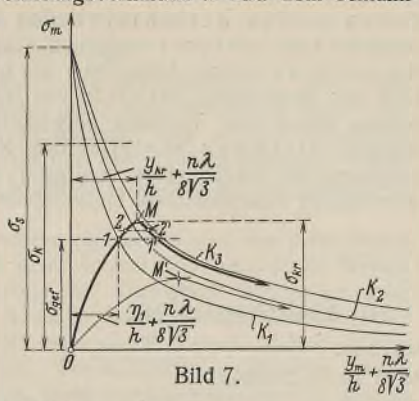


Bild 7.

$$(55)\quad \begin{cases} K_1=\dfrac{\eta_1}{h}+\dfrac{n\lambda}{8\sqrt{3}}=\dfrac{1}{6}\left(\dfrac{\sigma_s}{\sigma_m}-1\right) \\ K_2=\dfrac{\eta_2}{h}+\dfrac{n\lambda}{8\sqrt{3}}=\dfrac{1}{6}\left(\dfrac{\sigma_s}{\sigma_m}-1\right)\left(1+\dfrac{2\,\sigma_m}{\sigma_s}\right) \\ K_3=\dfrac{\eta_3}{h}+\dfrac{n\lambda}{8\sqrt{3}}=\dfrac{\sigma_s}{4\,\sigma_m}\left(1-\dfrac{\sigma_m^2}{\sigma_s^2}\right) \end{cases}$$

ein (diese Kurven bleiben bei gegebener Fließgrenze σ_s unverändert) und berechnet aus Gl. (35) die „gefährliche" Spannung σ_{gef} und die Knickspannung σ_k, da die kritische Spannung zwischen diesen beiden Werten liegt. Nun wird zunächst für Spannungswerte $0 \leqq \sigma_m \leqq \sigma_{gef}$ nach Gl. (33) der Kurvenast [0, 1] ermittelt. Dann berechnet man die der gefährlichen Spannung σ_{gef} zugeordnete sekundäre Gleichgewichtslage (Punkt 1'), die im dargestellten Falle (Bild 7) der 3. Gleichgewichtsform angehört. Da der den sekundären Gleichgewichtslagen entsprechende Ast der Kurve $\sigma_m = f(y_m)$ mit abnehmender Axialspannung $\sigma_m \to 0$ sich immer mehr der Kurve K_3 nähert, kann der für das Endergebnis dieser Untersuchung maßgebende, über der Ordinate σ_{gef} gelegene Kurventeil [1, M, 1'] bereits verhältnismäßig genau (die Genauigkeit kann natürlich durch Berechnung weiterer Punkte, z. B. 2, und 2' gesteigert werden) eingezeichnet werden.

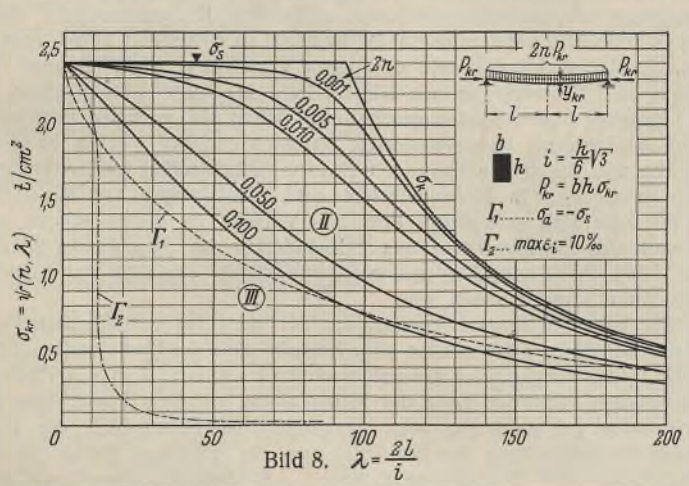


Bild 8.

Damit findet man auch die ungefähre Lage des höchsten Punktes M und kann beurteilen, welche Gleichgewichtsform die ausgebogene Stabachse im kritischen Gleichgewichtszustande besitzt. Im gegebenen Falle liegt der Punkt M zwischen den Kurven K_2 und K_3, so daß die kritische Gleichgewichtslage der 3. Gleichgewichtsform angehört. In dem zweiten in Bild 7 dargestellten Beispiel (Kurve 0, M') handelt es sich um einen Stab größerer Schlankheit, dessen kritische Gleichgewichtslage der 2. Gleichgewichtsform angehört (der höchste Punkt M' liegt zwischen den Kurven K_1 und K_2).

Unter der kritischen Belastung ist der Stab bereits bleibend verformt. Die Spannungsverteilung im Mittelquerschnitt des Stabes entspricht also entweder dem Spannungsbild 4 oder 5 und kann aus den Gl. (10) oder (23) berechnet werden. Die der vorliegenden Untersuchung zugrunde liegende idealisierte Spannungs-Dehnungslinie gibt mit ziemlicher Genauigkeit die Arbeitslinie eines Baustahls im elastischen und im Fließbereich wieder, schließt jedoch die Berücksichtigung des für diesen Werkstoff charakteristischen Verfestigungsbereiches aus. Die unter dieser Annahme gewonnenen Ergebnisse können daher das wirkliche Verhalten zentrisch gedrückter und gleichmäßig querbelasteter Baustahlstäbe nur bis zu gewissen Formänderungen einigermaßen genau beschreiben. Es soll daher noch anschließend untersucht werden, welche Höchstwerte die mittlere Durchbiegung annehmen darf, damit am Innenrand in Stabmitte eine bestimmte Stauchung (dies entspricht der größten Formänderung eines derart belasteten Stabes)

$$(56)\qquad \max \varepsilon_t = k\,\varepsilon_s$$

nicht überschritten wird. Man erhält dann die dieser Bedingung entsprechenden Höchstwerte der in den Gl. (41) und (47) — aus einer dieser Gleichungen ist die mittlere Durchbiegung zu berechnen — auftretenden Integrationskonstanten zu

$$(57)\quad \begin{cases} C_{max}=\dfrac{8\sqrt{3}\,n\,\sigma_m}{3\,(k-1)\,\lambda\,\sigma_s}\left(\dfrac{\sigma_s}{\sigma_m}-1\right)^2\left\{1-\sqrt{1+\dfrac{2\,(k-1)}{\left(1-\dfrac{\sigma_m}{\sigma_s}\right)}}\right\} \\ \qquad -\dfrac{4\,\varepsilon_s\,(k-1)\left(\dfrac{\sigma_s}{\sigma_m}-1\right)}{3\left[1-\sqrt{1+\dfrac{2\,(k-1)}{\left(1-\dfrac{\sigma_m}{\sigma_s}\right)}}\right]} \\ F_{max}=-\dfrac{2}{3\,k}\left(\dfrac{\sigma_s}{\sigma_m}+1\right)\left[\varepsilon_s+\dfrac{n\sqrt{3}}{k\,\lambda}\left(1+\dfrac{\sigma_m}{\sigma_s}\right)\right]. \end{cases}$$

IV. Diagramm der kritischen Spannungen für $\sigma_s = 2{,}4$ t/cm².

Der Einfluß des Querbelastungsverhältnisses n und des Schlankheitsverhältnisses λ auf die Tragfähigkeit gleichmäßig querbelasteter Druckstäbe läßt sich aus der hier gegebenen strengen analytischen Lösung dieses Gleichgewichtsproblems keineswegs leicht beurteilen. Es scheint daher zweckmäßig, diese Zusammenhänge für ein bestimmtes Formänderungsgesetz übersichtlich darzustellen. Für den Elastizitätsmodul und die Fließgrenze werden die dem normenmäßigen Baustahl St 37 entsprechenden Werte $E = 2100$ t/cm², $\sigma_s = 2{,}4$ t/cm² gewählt. Ferner wird angenommen, daß die Verfestigung des Baustahls St 37 bei einer spezifischen Längenänderung von 10 ‰ (dieser Wert dürfte kaum zu hoch eingeschätzt sein) beginnt. Die Ergebnisse der Berechnungen sind in Abb. 8 graphisch dargestellt. Die kritische Spannung $\sigma_{kr} = \psi(n, \lambda)$ wurde für Querbelastungsverhältnisse $2n = 0{,}001$ bis 0,10 und für Schlankheitsverhältnisse $\lambda = 0$ bis 200 berechnet. Für $2n = 0$ erhält man die Linie der Knickspannungen σ_k, die gemäß dem angenommenen Formänderungsgesetz aus der Euler-Hyperbel und der Geraden $\sigma_k = \sigma_s$ gebildet wird. Die Gültigkeitsbereiche der beiden möglichen kritischen Gleichgewichtsformen der Biegelinie sind durch die Kurve Γ_1 ($\sigma_a = -\sigma_s$) voneinander getrennt und in Abb. 8 durch eingeringelte römische Ziffern gekennzeichnet.

Es ist noch zu untersuchen, wie weit durch diese Rechenergebnisse das wirkliche Verhalten von Stäben aus einem Baustahl St 37 im kritischen Gleichgewichtszustande gekennzeichnet ist. Die Punkte der Kurve Γ_2 entsprechen jenen kritischen Gleichgewichtslagen, bei welchen die spezifische Stauchung am Innenrand in Stabmitte gerade 10 ‰ (bei dieser Stauchung wurde der Beginn des Verfestigungsbereiches des Baustahls St 37 angenommen) beträgt. Man erkennt aus dem Verlaufe der Kurve Γ_2, daß derartige bleibende Formänderungen selbst bei großen Querbelastungsverhältnissen nur in sehr gedrungenen Stäben ($\lambda < 15$) auftreten, so daß in allen praktisch vorkommenden Fällen die kritische Belastung erreicht wird, bevor eine Verfestigung eintreten könnte. Die Vernachlässigung des Verfestigungsbereiches hat daher auf die Größe der kritischen Spannung von Baustahlstäben mit $\lambda < 15$ und $n < 1$ keinen Einfluß. Dagegen hat die Annahme der Gültigkeit des Hooke'schen Gesetzes bis zur Fließgrenze an Stelle des wirklichen Verlaufes der Arbeitslinie einen mit abnehmendem Querbelastungsverhältnis wachsenden Einfluß auf die Größe der kritischen Spannung. Der Einfluß des Verlaufes der Spannungs-Dehnungslinie zwischen Proportionalitäts- und Fließgrenze zeigt sich am deutlichsten im Verlauf der Knickspannungen.

Die größte Differenz $\max \Delta\sigma_k$ in den Knickspannungen ergibt sich bei $\lambda_s^2 = \dfrac{\pi^2 E}{\sigma_s}$, und dieser Wert stellt zugleich die größte zu erwartende Abweichung in den kritischen Spannungen dar, die mit zunehmendem Querbelastungsverhältnis rasch abnimmt. Die Ergebnisse der Untersuchung für einen Baustahl St 37, dessen Arbeitslinie zwischen Proportionalitäts- und Stauchgrenze nur wenig von der Hookeschen Geraden abweicht[10]), würden gegenüber den vorliegenden Spannungswerten des Diagramms

[10]) W. Rein: „Versuche zur Ermittlung der Knickspannungen für verschiedene Baustähle". (Heft 4 der „Berichte des Ausschusses für Versuche im Stahlbau".) Berlin 1930, Springer.

Bild 8 nur kleine Unterschiede aufweisen, die im Hinblick auf den bei derselben Stahlsorte schwankenden Wert der Fließgrenze praktisch bedeutungslos sind.

Die Werte des Diagramms (Bild 8) stellen daher innerhalb des angegebenen Bereiches ($\lambda < 15$) obere Grenzwerte für die kritische Spannung eines gleichmäßig querbelasteten und zentrisch gedrückten Stabes aus einem normengemäßen Baustahl St 37 dar.

Abschließend sei noch bemerkt, daß sowohl die vorliegende als auch die vom Verfasser a. a. O. (s. Fußnote 6) angegebene strenge analytische Lösung im Falle des exzentrisch bzw. des zentrisch beanspruchten und durch eine Einzelkraft in Stabmitte querbelasteten Druckstabes aus einem ideal-plastischen Stahl infolge des erforderlichen großen Rechenaufwandes für ingenieurmäßige Berechnungen kaum geeignet erscheinen. Die Kenntnis der genauen Werte der strengen Lösung bildet aber die unumgänglich notwendige Grundlage zur Beurteilung der Güte von Näherungslösungen. Die Mitteilung eines vom Verfasser entwickelten, für Ingenieurzwecke geeigneten einfachen analytischen Näherungsverfahrens zur Berechnung der Tragfähigkeit von axial gedrückten und auf Biegung beanspruchten Baustahlstäben bleibt einem weiteren Aufsatze vorbehalten.

Alle Rechte vorbehalten.

Unterwasseranstrich von Stahlbauteilen.

Von **E. Kindscher.**
(Staatl. Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem.)

Der Korrosionsschutz der ständig oder zeitweilig unter Wasser liegenden Stahlteile ortsfester Bauwerke, wie Schleusen, Wehre usw., gehört zu den schwierigsten Aufgaben, welche der Anstrichtechnik gestellt sind. Einmal müssen solche Anstriche häufig ganz außerordentlich hohen Beanspruchungen chemischer und mechanischer Natur gewachsen sein und sollen dazu noch möglichst große Dauerhaftigkeit besitzen; zum anderen sind die Verhältnisse, unter denen Anstrich-Erneuerungsarbeiten an derartigen Bauwerken meist nur vorgenommen werden können, vom Standpunkt der Anstrichtechnik als denkbar ungünstig zu bezeichnen.

Bei Schleusen, Wehren usw. ergibt sich, daß wesentliche Unterschiede bestehen müssen, je nachdem, ob der Anstrich dauernd im Wasser oder dauernd oberhalb des Wasserspiegels liegt, oder ob er schließlich abwechselnd der Wirkung des Wassers und dem Einfluß von Licht, Luft und Wärme ausgesetzt ist, wie dies z. B. bei Schleusenhubtoren und in der Zone des regelmäßigen Wasserwechsels am Meere zutrifft.

Unter Wasser sind die Anstriche zunächst einmal Wirkungen chemischer Natur unterworfen, die in innigem Zusammenhange mit der chemischen Zusammensetzung des Wassers stehen. Schäden werden an den Anstrichen um so eher auftreten können, je größer die Menge der anstrichschädigenden Stoffe ist, die das Wasser mit sich führt. Solche gefährlichen Verunreinigungen stellen in vielen Fällen die städtischen und gewerblichen Abwässer dar. So berichtete z. B. Wedler[1]), daß städtische Abwässer im Bereich der Neckarbaudirektion Gase entwickelten, welche den Anstrich der Wehrverschlüsse ernstlich beschädigten. Weiterhin stellt eine starke Verunreinigung der Gewässer mit Öl, wie sie durch regen Schiffsverkehr oder durch andere Umstände veranlaßt sein kann, einen Faktor dar, der die Lebensdauer solcher Anstriche ungünstig zu beeinflussen vermag. Schließlich muß mit recht kräftigen mechanischen Beanspruchungen der Anstriche gerechnet werden, wenn z. B. das Wasser die Bauteile nicht ruhig, sondern zeitweilig oder dauernd mit hoher Geschwindigkeit umspült oder überströmt und hierbei sogar noch feste Körper, wie Sand oder Eis, mit sich führt. In gleicher Richtung wirkt auch dauernd starker Wellenschlag.

Anforderungen besonderer Art stellt wiederum das Meer an die Anstriche. Hier treten neben die Wirkungen des Wassers noch Gefahren des Bewuchses, insbesondere der Seepocken. Diese Krebstiere durchbohren selbst mehrere Millimeter dicke Anstriche und heben sie von der Unterlage ab. Sie ermöglichen so den freien Zutritt des Meerwassers zum Stahl und erhöhen die Korrosionsgefahr in ganz besonders hohem Maße.

Von den Anstrichen der Hubtore von Schleusen oder von Bauteilen im Bereiche des ständigen Wasserwechsels muß verlangt werden, daß sie neben den genannten Wirkungen des Wassers auch dem Einfluß von Licht und Luft widerstehen. Sie dürfen außerhalb des Wassers keine Risse bekommen, dürfen nicht abblättern und an heißen Tagen selbst in der prallen Sonne nicht zum Fließen neigen. Außerdem müssen sie auch schroffem Temperaturwechsel gewachsen sein. Dunkel gestrichene Hubtore von Schleusen können nämlich im Sommer bei längerer Sonnenbestrahlung Temperaturen von 50 bis 60° C annehmen und werden dann plötzlich in Wasser von 18 bis 20° C eingesenkt, so daß Temperaturunterschiede von 30 bis 40° C ohne weiteres gegeben sind.

Befindet sich der Anstrich eines Bauteils dauernd oberhalb des Wasserspiegels, so unterliegt er im allgemeinen solchen Bedingungen, wie sie von der Anstrichtechnik als normal bezeichnet werden. Bei Flächen aber, deren eine Seite zwar dauernd in Luft, deren andere hingegen dauernd unter Wasser gelegen ist, treten wiederum Beanspruchungen besonderer Art auf. In der warmen Jahreszeit ist bei solchen Flächen mit starker Schwitzwasserbildung zu rechnen und im Winter mit dicken Vereisungen. Ein Abplatzen von Eisschollen stellt dann an die mechanischen Eigenschaften des Anstrichs sehr hohe Anforderungen.

Verlangt also die Praxis schon Außergewöhnliches von den Anstrichen derartiger Stahlbauteile, so kommt noch hinzu, daß auch eine besonders lange Lebensdauer dieser Schutzschichten gefordert werden muß. Die Erneuerung dieser Anstriche ist nämlich in vielen Fällen nur schwierig und unter Aufwendung hoher Kosten, z. B. für die Trockenlegung von Schleusen oder für das Docken von Schleusentoren usw., durchführbar. Gewisse Stahlbauteile, wie stählerne Uferwände, sind sogar unter Wasser überhaupt nicht mehr zugänglich. Eine häufigere Wiederholung der Anstricherneuerungsarbeiten verbietet sich also, selbst wenn sie möglich ist, von selbst. Außerdem können die Anstricharbeiten, um den Betrieb der in Frage stehenden Anlagen nicht lahmzulegen, meist nur im Winter vorgenommen werden, wenn nämlich die Schiffahrt ruht oder der Stau aufgehoben ist. Dies sind die Gründe, die zu hohen Anforderungen an die Lebensdauer der Unterwasseranstriche zwingen, und zwar muß die Haltbarkeit um so größer sein, je schwieriger und kostspieliger die Trockenlegung der Bauteile ist. Eine Lebensdauer von 4 Jahren muß heute häufiger noch in Kauf genommen werden, doch ist anzustreben, daß 6 und mehr Jahre überdauernde Anstriche in Zukunft die Regel bilden.

Fragt man sich nun, wie der dauerhafte Korrosionsschutz solcher ständig oder zeitweilig unter Wasser liegender Bauteile durch Anstrich am besten gesichert werden kann, so darf das Konstruktionsmaterial — der Baustahl — nicht außer acht gelassen werden. Einleuchtend ist, daß ein Anstrich auf einem an sich schon wenig zum Rosten neigenden Stahl besser halten kann als im entgegengesetzten Falle. Der Idealzustand wäre, wenn der Anstrich überhaupt nicht den Korrosionsschutz übernehmen brauchte, sondern wenn der Baustahl an sich schon korrosionsfest wäre. Leider sind bisher alle derartigen Vorschläge, die z. B. eine Beplattung der Bauwerkteile mit Nirosta-Stahl ins Auge faßten, schon an den untragbar hohen Kosten gescheitert. Wenn also zunächst noch nicht an die Verwendung korrosionsfesten Materials gedacht werden kann, so ist schon viel durch den Gebrauch eines verhältnismäßig rostbeständigen Stahls gewonnen. In dieser Hinsicht sind Mitteilungen von Wedler[1]) von Interesse, daß gekupferter Flußstahl Vorteile zu bieten scheint und und daß sich Schleusentore aus Schweißeisen im Meerwasser 25 und mehr Jahre verhältnismäßig gut gehalten haben, obgleich der Anstrich schon längst verschwunden war.

Wie bei allen Rostschutzanstrichen ist auch im vorliegenden Falle eine zweckmäßige Konstruktion aller Bauteile eine der Grundbedingungen für die Dauerhaftigkeit des Korrosionsschutzes. Wie A. V. Blom[2]) hervorhebt, müssen sämtliche Teile der Konstruktion mit dem Pinsel oder der Spritzpistole gut zugängig sein. Fernerhin ist bekanntlich die sachgemäße Vorbehandlung des Stahlmaterials ein wichtiger Faktor für die Lebensdauer der Rostschutzanstriche. Als Entrostungsmethode wird vielfach für den Erstanstrich jenes Verfahren bevorzugt, bei dem die einzelnen Konstruktionsteile des Bauwerks vor dem Einbau längere Zeit ungeschützt den Witterungseinflüssen ausgesetzt bleiben; die Entfernung des Rostes mit der Walzhaut erfolgt dann durch Abschaben und Bürsten. Natürlich findet auch das Sandstrahlgebläse Verwendung. Bei Anstricherneuerungsarbeiten von Stahlbauten, die mit Maschinenanlagen verbunden sind, besteht allerdings bei der Sandstrahlentrostung die Gefahr einer Schädigung der Maschinenteile durch Staubentwicklung. Auch wird bei solchen Erneuerungsarbeiten häufig darauf Wert gelegt, daß nur die verrotteten, nicht mehr festhaftenden Teile, jedoch nicht die noch guten und festsitzenden Teile des alten Anstrichs entfernt werden, was bei Gebrauch des Sandstrahlgebläses kaum durchzuführen ist.

Hinsichtlich des Anstriches dürfte nach den bisherigen Ausführungen Klarheit darüber herrschen, daß ein einzelnes Material der Vielheit und Verschiedenartigkeit der Beanspruchungen, wie sie unter oder über Wasser sowie bei Wasserwechsel in Süß- und Seewasser auftreten, unmöglich gewachsen sein kann. Ein Universalmittel, wie sich Blom[2]) ausdrückt, gibt es nicht. In jedem einzelnen Falle muß die Auswahl des Anstrichmaterials unter Berücksichtigung der zu erwartenden Beanspruchungen

[1]) Bautechn. 1934, S. 232.

[2]) Bulletin des Schweizer elektrotechnischen Vereins, 1934, S. 365.

getroffen werden. Von Anstrichmaterialien kommen für den in Frage stehenden Zweck zwei Gruppen in Betracht:

1. Anstriche auf Leinölbasis und
2. Anstriche auf bituminöser Grundlage.

Auf andere, in neuerer Zeit vorgeschlagene Bindemittelarten, wie Chlorkautschuk, Duprene, Benzylzellulose usw., soll hier nicht näher eingegangen werden, da praktische Erfahrungen mit solchen neuartigen Anstrichmitteln in größerem Umfange und über längere Zeiträume bisher offenbar noch nicht vorliegen oder wenigstens noch nicht bekanntgegeben wurden.

Anstriche auf reiner Leinölgrundlage eignen sich nach den Erfahrungen der Praxis nicht für den Gebrauch unter Wasser. Sie quellen im Wasser und heben sich bald von der Unterlage ab. Dies deckt sich vollkommen mit den Versuchsergebnissen von Blom[2]), der folgendermaßen berichtet: „Konstruktionsteile, die dauernd oder zeitweise in Wasser tauchen, dürfen mit Ölfarbe nicht gestrichen werden. Der Leinölfilm quillt unter diesen Umständen, läßt Wasser bis auf den Stahl durchdiffundieren und schützt dann nicht mehr vor Rost. Hiergegen half auch nicht ein dreifacher Anstrich einer als besonders wasserfest bezeichneten Farbe".

Ähnlich unbefriedigende Ergebnisse wurden mit Ölfarben geringen Harzgehaltes erzielt. Wo aber von der Praxis über günstige Erfahrungen mit „Ölfarben" berichtet wurde, dürfte es sich um harzreiche Produkte gehandelt haben. Hierzu äußerte sich Egon Meier[3]) folgendermaßen: „Unter Wasser sind Öl- und Lackfarben nur brauchbar, wenn der Ölanteil verhältnismäßig gering und der Harzanteil recht groß ist. Unter diesen Bedingungen können solche Farben unter Wasser hervorragende Anstriche abgeben". Diese Auffassung steht in Einklang mit Versuchsergebnissen von Blom[2]), der berichtet, daß „mit einem wasserfesten Kunstharzlack unter den verschiedensten Beanspruchungen gute Ergebnisse erzielt wurden. Die Anstriche sind von bemerkenswerter Härte, ohne spröde zu werden. Da die Schichtdicke gering ist, kommt dieser Anstrichstoff auch für Fachwerkkonstruktionen in Frage. Er muß aber bei gutem Wetter aufgetragen werden und braucht mehr als 8 Tage zur völligen Durchtrocknung". Gerade diese Voraussetzungen — gutes Wetter beim Auftrag und ausreichende Zeit für gutes Durchtrocknen des Anstrichs — sind aber bei Anstricherneuerungsarbeiten stählerner Schleusen- und Wehrbauteile häufig nicht gegeben, und dies dürfte einer der Gründe sein, warum sich die Praxis in den letzten Jahren vielerorts von den Anstrichen auf Leinölbasis mehr und mehr abgewandt hat. Es erscheint aber doch angebracht, dieser Anstrichart bei den vom Fachausschuß für Anstrichtechnik in Aussicht genommenen umfangreichen Versuchen unter Berücksichtigung der Anregungen von Meier und Blom Beachtung zu schenken. (Schluß folgt.)

[3]) Bautechn. 1934, S. 577.

Beitrag über die Stahlkonstruktionen der Wettbewerbsentwürfe um die Kongreßhalle in Hamburg.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. **Alfred Junge**, Hamburg.

(Schluß aus Heft 4.)

4. Entwurfsverfasser Architekt Hermann Distel.

Mitarbeiter: a) Architekt Hillmer, Hamburg; b) Architekt E. Koch; c) Reg.-Bauführer Walter Schlemp, Berlin (für den Aufmarsch); d) Siemens-Bauunion, Berlin (Konstruktion); e) Siemens-Schuckert-Werke, Hamburg (ein 1. Preis).

Hier mögen zunächst die Hauptleitgedanken der Entwurfsverfasser folgen:

Das neue Deutschland mit der ganz andersartigen Gliederung deutschen Volkstums braucht neue Arten der Vereinigung aller Volksgenossen. Die Einfügung des Einzelnen in das Ganze und der organische Aufbau des Führertums wirkt nirgends so sinnfällig und so erhebend wie im Aufmarsch der Massen, sei es in Freilufträumen oder in eingeschlossenen Hallen.

Feiern, wie das „Fest der Arbeit", stellen Höhepunkte dar. Sie erfordern aber neue bauliche Großanlagen mit neuer Programmstellung und drängen zur Lösung der damit verbundenen neuen Aufgaben. Wie eine Lösung möglich ist, zeigen die Bilder 15 bis 21, die einen Ausschnitt aus der Großanlage geben, und zwar gerade den Angelpunkt des Ganzen: Eine einzige Halle zieht sich über die ganze Länge des Heiligen-Geist-Feldes hin (Bild 15). Davor in gleicher Länge liegt der Aufmarschplatz. Die Halle stuft sich in zwei Terrassen von oben nach dem Platze hinab. In der Mitte ist die große Führerhalle mit dem Rednerpult im Zentrum. Auf den Stufen des Hochstraßensystems, die als langgezogene breite Galerien wirken, stehen Menschenmassen, Standarten und Ehrenzeichen und verbinden Hoch und Nieder (Bild 16).

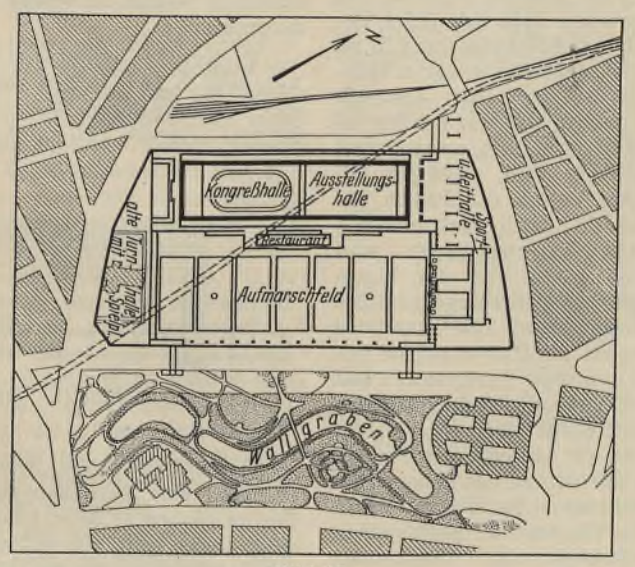


Bild 15.
Entwurf Distel. Lageplan.

Diese innige Kombination zwischen den großen Innenhallen und den äußeren Freiluftraumen durch die abgestufte Formung des Hallenkörpers ist wohl erstmalig auf der Welt. Sie kann als brauchbare Idee und als Anfang großer Zukunftsmöglichkeiten bewertet werden.

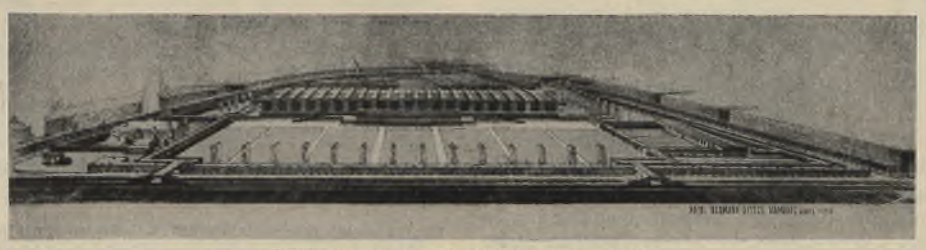


Bild 16. Entwurf Distel. Schaubild.

Die Hallenkonstruktion. Die Halle (Bild 17 bis 21) ist durch eine Decke ohne Zwischenstützen geschlossen, die durch Binder von 91 m Stützweite und 17 m Abstand getragen wird. Die Binder (Bild 21) sind Zweigelenkrahmen aus Stahl in Fachwerkkonstruktion und stützen sich auf Betonfundamenten. Über jedem Binder ist ein über die ganze Hallenbreite durchlaufendes Oberlicht von 6 m Breite mit beiderseitiger senkrechter Verglasung angeordnet, das nach Innen durch eine waagerechte Staublicht-Glasdecke abgeschlossen wird. Als Dach der Oberlichter dient eine Plattenabdeckung, die sich auf den Obergurt des Binders stützt. Die Pfetten des Hallendaches liegen in etwa 4 m Abstand und werden aus Fachwerkträgern von 17 m Stützweite gebildet, die sich an die Gitterstäbe der Binder anschließen. Auf dem Obergurt der Pfetten liegen Walzträgersparren, die sowohl die senkrechte Verglasung der Oberlichter als auch die Plattenabdeckung der Dachhaut tragen. Eine zweite Reihe von Walzträgersparren ist an den Untergurt der Pfetten angeschlossen und dient einerseits als Auflager für die Sprossen der waagerechten Staublicht-Glasdecke und andererseits zur Befestigung der inneren Verkleidung des Hallendaches. In den Längswänden werden die Binder außen und innen verkleidet. Die durch diese Doppelwände entstehenden Zwischenräume sollen als Montagegang für Entlüftungs- und Heizrohre sowie für die Beleuchtungsanlage, Einschub der beweglichen Wände usw. dienen. Im Zuge der Oberlichter erhalten die Längswände äußere und innere Verglasung, die vom Dach bis etwa 10 m über Gelände herabreicht. Den Fußboden der Messehalle trägt eine Eisenbetonkonstruktion, die als Pilzdecke mit einer Stützweite von 8,5 m ausgebildet ist. Die auf die Längswände wirkenden Windkräfte werden durch die Wandkonstruktion auf die Binder und von diesen auf die Fundamente übertragen.

Konstruktion der Podien, Bühne und beweglichen Wände. Hier werden sechs Podien (Gassen) in Eisenbetonkonstruktion gefertigt. Jedes Podium hat eine Länge von 30 m und eine Breite

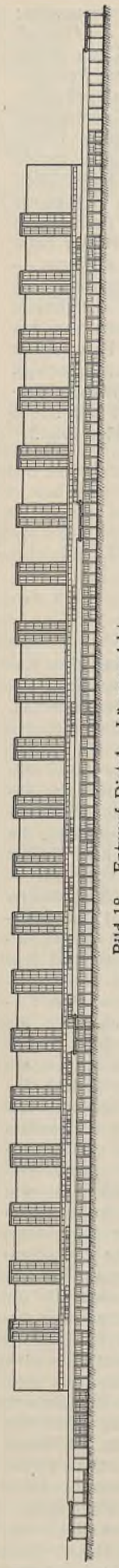


Bild 18. Entwurf Distel. Längsansicht.

Bild 19. Entwurf Distel. Längsschnitt.

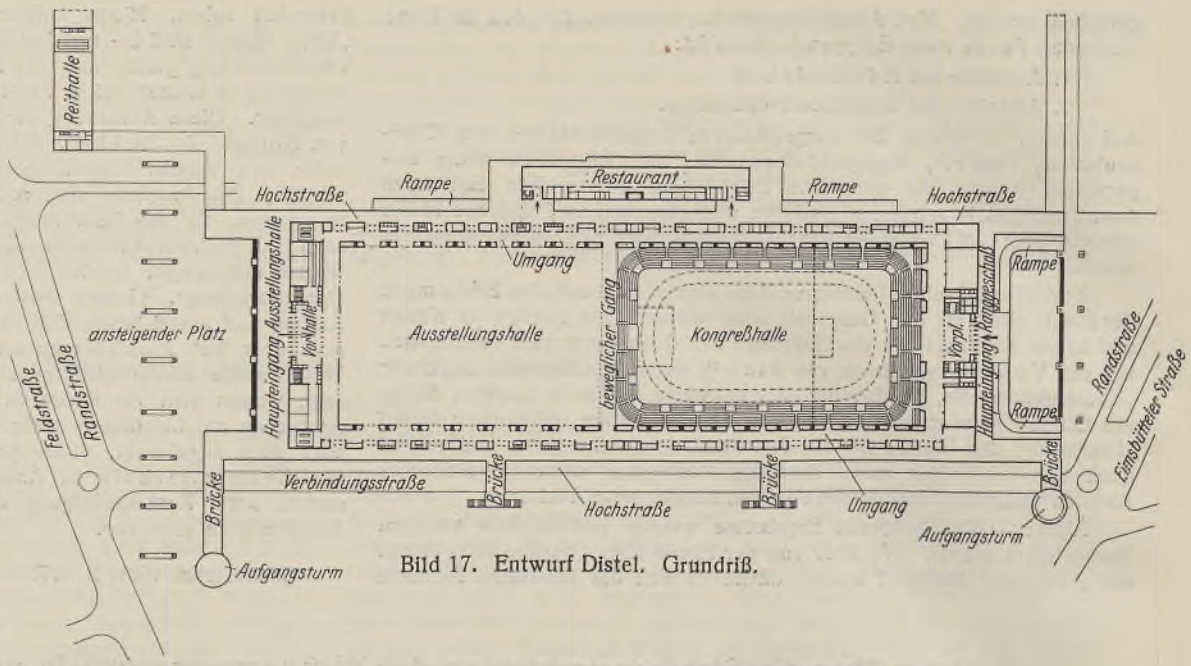


Bild 17. Entwurf Distel. Grundriß.

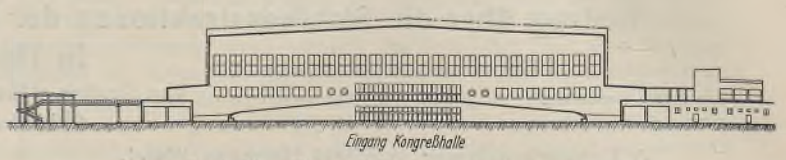


Bild. 20. Entwurf Distel. Giebelansicht.

von 18 m. Die Podien liegen in normalem Zustande in ihrem Bodenbelag in Höhe des Saalfußbodens. Sie werden für eine Nutzlast von 400 kg/m² in ruhendem Zustande gerechnet. Jedes Podium kann über Saalfußboden hinaus bis auf eine Höhe von 5,70 m gefahren werden. Dazwischen läßt sich jedes Podium in Abständen von 0,57 m, also zehnmal, verriegeln. Hiermit ist bereits zum Ausdruck gebracht, daß das Podium im Ruhestand, also wenn darauf gespielt wird, verriegelt ist. Der Antrieb der Podien geschieht durch Elektromotore. Aus Ersparnisgründen wird der größte Teil des Eigengewichts durch Gegengewichte ausgekontert. Hierbei werden neben die Podien eiserne Gewichtstürme aufgestellt und der Fußboden an diesen Stellen um einige Meter vertieft, damit die Gegengewichte nebst Umlenkrollen den nötigen Hub erhalten. Die Podien sollen für Theater- oder sonstige Vorführungszwecke Verwendung finden und müssen somit, wenn sie ganz oder teilweise herausgefahren sind, einen Abschluß, sei es durch Wand oder durch Vorhang, erhalten. Der Vorhang ist geteilt gedacht, und zwar so angebracht, daß er hinter dem hinteren Podium jeweils an dessen Seite beginnt und in einer Lehre, die entsprechend geschwungen ist, bis etwa über die Mitte des vorderen Podiums hinausgefahren wird. Sind die Podien eingefahren, also mit dem Saalfußboden bündig, so wird der Vorhang nach beiden Seiten nach hinten, ähnlich wie bei einem Rundhorizont, auf einen Konus aufgewickelt. Der Vorhang hängt dann von der Decke bis zum Fußboden herunter, und zwar in diesem Falle bis zum Saalfußboden. Er kann in einem kastenförmigen Verschlage, der von der Decke bis zum Saalfußboden läuft, untergebracht werden, wobei der Kasten nach der Saalseite zu durch eine Schiebetür verschlossen wird, so daß nichts von dem Vorhang zu sehen ist. Die Sitzreihen werden zu beiden Seiten der Podien bis zum Saalfußboden durchgeschlitzt.

Podien im abgetrennten Kongreßsaal. Gesamtfläche 20 · 10 m. Aufgeteilt in zwei Podien von je 20 · 5 m. Das vordere Podium, nach dem Saal zu gelegen, läßt sich 1,50 m über den Boden herausfahren, das dahinter gelegene 2,50 m. Sonst gilt hier alles wie beim Hauptpodium.

Bild 21. Entwurf Distel. Querschnitt.

Abschlußwände, beweglich. 17,20 m hoch. Der Kongreßsaal wird von dem Ausstellungssaal durch eine bewegliche Wand getrennt. Die im ganzen 17,20 m betragende Höhe von Saalfußboden bis Unterkante Decke wird, wie nachstehend beschrieben, überwunden. Die 5,70 m von Saalfußboden bis zur Höhe der amphitheatralisch ansteigenden Sitze werden so hergestellt, daß vom Keller aus durch einen Schlitz fertige glatte versteifte Stahlwände herausgewunden werden. Die übrigen oberen 11,50 m werden so verschlossen, daß 11,50 m hohe und etwa 3 m breite Türen, die in Kugellagern in die Dachbinder, und zwar symmetrisch links und rechts davon eingehängt sind, von jeder Seite des Hohlraumes der Außenwände jeweils bis zur Mitte herausgezogen werden. Die Führung erfolgt oben in entsprechenden Lehren, unten ebenfalls in Lehren, respektive in einem Schlitz, der in der bereits 5,70 m herausgefahrenen unteren Wand angebracht ist. Bei den Treppen ist ein entsprechender Schlitz auszusparen, der, falls die Wände nicht gebraucht werden, entsprechend abgedeckt ist. Bei der zweiten, 11,50 m hohen Wand ist dasselbe zu sagen, nur daß die untere, aus dem Keller heraufzufahrende Wand von 5,70 m fortfällt.

INHALT: Die Tragfähigkeit des gleichmäßig querbelasteten Druckstabes aus einem idealplastischen Stahl. — Unterwasseranstrich von Stahlbauteilen. — Beitrag über die Stahlkonstruktionen der Wettbewerbsentwürfe um die Kongreßhalle in Hamburg. (Schluß.)

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Schriftleitung:
Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernsprecher: C 1 Steinplatz 0011
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernsprecher: Breslau 421 61

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

8. Jahrgang | BERLIN, 15. März 1935 | Heft 6

Über die Eigenschwingungen von Fachwerken mit Massen in den Knotenpunkten.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. Dr. **Th. Pöschl** in Karlsruhe.

1. Vorbemerkung.

In einer kürzlich erschienenen Arbeit hat K. Federhofer[1]) die bekannten Methoden für die angenäherte Berechnung der Schwingzahl eines Systems auf die Berechnung der kleinsten Eigenschwingzahl eines Fachwerks angewendet. Es ergibt sich dabei, daß das verwendete Rayleighsche Näherungsverfahren vor allem dann brauchbare Ergebnisse liefert, wenn sich nach der Beschaffenheit des Fachwerks aussagen läßt, daß die Eigenschwingungen des Fachwerks nach einer bestimmten, von vornherein angebbaren Richtung erfolgen und wenn für die Verhältnisse der Amplituden eine einigermaßen zuverlässige Schätzung möglich ist; dies ist z. B. für Fachwerkbrücken der Fall, bei denen die langsamste Eigenschwingung für alle Punkte sicher nahe in der lotrechten Richtung erfolgen wird und die deshalb ein wichtiges Beispiel für die Anwendung dieser Näherungsmethode darbieten; man weiß, daß Fachwerkbrücken in diesen Richtungen „am nachgiebigsten" sind. Etwas Ähnliches gilt für Funktürme und Gittermaste, die in der Richtung der Waagerechten „am weichsten" sind, usw.

Es gibt jedoch andere Fälle, in denen es nicht möglich ist, von vornherein über die Richtungen der zu erwartenden Eigenschwingungen der einzelnen Punkte eine zutreffende Aussage zu machen und bei denen die Eigenschwingzahlen nach der angegebenen Näherungsmethode nicht mit ausreichender Sicherheit berechnet werden können. Hierher gehören vor allem die Auslegerkrane und ähnliche Konstruktionen, die eine unsymmetrische Form haben und bei denen von vornherein keine Richtung für die entstehenden Eigenschwingungen als bevorzugt gelten kann.

Um auch in diesen Fällen einen Einblick in die Beschaffenheit der Eigenschwingungen und der Art ihrer Berechnung zu erhalten, ist es vorteilhaft, zuerst die Stäbe des Fachwerks als masselos und nur die Gelenke (Knoten) mit Massen besetzt anzunehmen. Sind n Gelenke des Fachwerks mit Massen ausgerüstet, so hat man offenbar ein mechanisches System mit $2n$ Freiheitsgraden, denen $2n$ Hauptschwingungen mit ebenso vielen Haupt- oder Eigenfrequenzen entsprechen. Ein Fachwerk, das nur an einem Knoten eine Punktmasse trägt, hat daher zwei Eigenschwingungen, aus denen sich alle Bewegungen, die bei beliebiger Störung eintreten können, nach Art der Lissajousschen Figuren zusammensetzen. Wenn diese Punktmasse die Massen der Stäbe überwiegt, so kommt es bei der Berechnung der Eigenschwingungen auf sie allein an. Wenn neben diesen Punktmassen in den Gelenken auch die Massen der Stäbe selbst berücksichtigt werden, so überlagern sich deren Schwingungen den Schwingungen der Knotenmassen und die Frage nach den möglichen Eigenschwingungen wird bekanntlich erheblich verwickelter.

Die hier dargelegte Methode sucht den Schwingungsvorgang unter der Beschränkung auf eine Punktmasse in einem Gelenk etwas vollständiger zu erfassen, als dies sonst zu geschehen pflegt. Sie zeigt, daß man sich über die Schwingungen eines Fachwerks mit einer Einzelmasse in einem Knoten ein sehr anschauliches Bild machen und die auftretenden Schwingzahlen mit geringer Mühe ermitteln kann. Auf diese Weise ist auch die Möglichkeit gegeben, die Tragweite der bisher für die Berechnung der Eigenschwingzahlen von Fachwerken verwendeten Näherungsmethoden zu beurteilen.

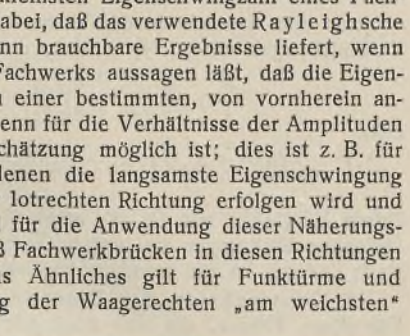


Bild 1.

2. Der Frequenzenkreis.

Der Fall, den wir zum Ausgangspunkte nehmen wollen, ist der folgende: Eine Punktmasse m ist nach Bild 1 durch zwei elastische Stäbe $\overline{OA}=l_1$, $\overline{OB}=l_2$, die den Winkel α miteinander einschließen und deren Massen außer Betracht bleiben, mit zwei festen Punkten A, B verbunden. Die Richtung des Stabes $\overline{OA}$ wird als x-Achse, senkrecht dazu die y-Achse angenommen. Die Steifigkeiten der beiden Stäbe seien E_1F_1 und E_2F_2 und zur Abkürzung werden noch die in der Baustatik üblichen Bezeichnungen

$$\frac{l_1}{E_1F_1}=r_1, \qquad \frac{l_2}{E_2F_2}=r_2$$

verwendet.

Die im Ruhezustande in O befindliche Masse m wird durch irgendeine kleine Störung nach O' gebracht und losgelassen; die Koordinaten von O' in x-y-System seien x und y. Wenn $-X$, $-Y$ die Komponenten der elastischen Kraft sind, die in O' auf m einwirkt, so lauten die Bewegungsgleichungen

$$m\ddot{x}=-X, \qquad m\ddot{y}=-Y \tag{1}$$

und nach dem Hookeschen Gesetz haben X, Y die Werte

$$\begin{cases} X=\dfrac{E_1F_1}{l_1}x+\dfrac{E_2F_2}{l_2}(x\cos\alpha+y\sin\alpha)\cos\alpha \\ \qquad =\left(\dfrac{1}{r_1}+\dfrac{\cos^2\alpha}{r_2}\right)x+\dfrac{\sin\alpha\cos\alpha}{r_2}y, \\ Y=\dfrac{E_2F_2}{l_2}(x\cos\alpha+y\sin\alpha)\sin\alpha=\dfrac{\sin\alpha\cos\alpha}{r_2}x+\dfrac{\sin^2\alpha}{r_2}y. \end{cases} \tag{2}$$

Mit leicht erkennbaren Abkürzungen nehmen daher die Bewegungsgleichungen die Form an

$$\begin{cases} m\ddot{x}=-a_{11}x-a_{12}y \\ m\ddot{y}=-a_{21}x-a_{22}y \end{cases} \qquad (a_{21}=a_{12}). \tag{3}$$

Um die Hauptschwingungen zu erhalten, geht man in bekannter Weise mit dem Ansatz

$$x=A\cos\omega t, \qquad y=B\cos\omega t \tag{4}$$

in die Gleichungen hinein und erhält nach Elimination von A und B für ω^2 die „Frequenzengleichung"

$$\begin{vmatrix} m\omega^2-a_{11}, & -a_{12} \\ -a_{21}, & m\omega^2-a_{22} \end{vmatrix} = m^2\left[\omega^4-\frac{a_{11}+a_{22}}{m}\omega^2+\frac{a_{11}a_{22}-a_{12}^2}{m^2}\right]=0, \tag{5}$$

mit den Wurzeln

$$\omega_{1,2}^2=\frac{a_{11}+a_{22}}{2m}\mp\sqrt{\left(\frac{a_{11}-a_{22}}{2m}\right)^2+\left(\frac{a_{12}}{m}\right)^2}. \tag{6}$$

Die Auflösung der Frequenzengleichung (4) kann in sehr einfacher und zweckmäßiger Form mit Hilfe des „Frequenzenkreises" erfolgen[2]), der nichts anderes ist als eine Übertragung der von O. Mohr und R. Land herrührenden Hauptachsenkonstruktion für einen (symmetrischen) Tensor zweiter Stufe in zwei Koordinaten. Man trage in Bild 2 in der aus dieser ersichtlichen Anordnung die Strecken

$$\overline{OR}=\frac{a_{11}}{m}, \quad \overline{RS}=\frac{a_{22}}{m}, \quad \overline{ST}=\frac{a_{12}}{m}$$

auf, schlage über $\overline{OS}$ als Durchmesser einen Kreis und verbinde T mit dem Mittelpunkte M des Kreises. Dann sind die Strecken

$$\overline{T\,\mathrm{I}}=\omega_1^2, \qquad \overline{T\,\mathrm{II}}=\omega_2^2$$

[1]) Stahlbau 1934, H. 1, und die dort ausführlich angegebene Literatur.

[2]) S. Th. Pöschl, Z. f. Techn. Phys. Bd. 14, 1933, S. 505.

die Wurzeln der Frequenzengleichung, d. h. die beiden Frequenzen der Hauptschwingungen. Der Beweis hierfür folgt unmittelbar aus der Geometrie der Figur.

Es sei noch anschließend bemerkt, daß diese Konstruktion auch unmittelbar für die Lösung der Aufgabe dienen kann, die Hauptachsen eines Kegelschnittes zu bestimmen, deren Gleichung für beliebige orthogonale Achsen durch den Mittelpunkt gegeben ist.

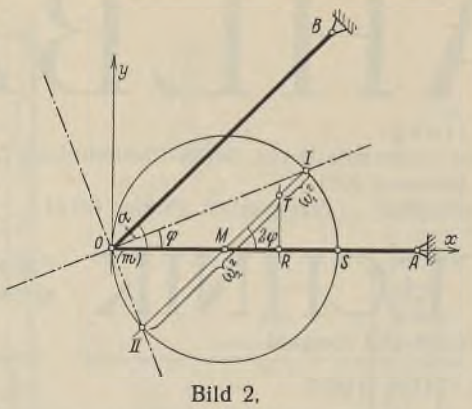


Bild 2.

3. Die Richtungen der Hauptschwingungen. Um die Richtungen der Hauptschwingungen zu erhalten, benutzt man die Bedingung, daß für sie in der gestörten Lage O' die auf m wirkenden Kräfte in die Verbindungslinie $\overline{O'O}$ fallen müssen. Wenn also φ der Winkel einer Hauptschwingungsrichtung mit der x-Achse ist, so muß die Gleichung gelten

$$\frac{\ddot{y}}{\ddot{x}} = \frac{y}{x} = \operatorname{tg}\varphi$$

und daraus ergibt sich daher für $\operatorname{tg}\varphi$ die quadratische Gleichung

$$\operatorname{tg}\varphi = \frac{a_{21} + a_{22}\operatorname{tg}\varphi}{a_{11} + a_{12}\operatorname{tg}\varphi} \quad \text{oder} \quad \operatorname{tg}^2\varphi + \frac{a_{11} - a_{22}}{a_{12}}\operatorname{tg}\varphi - 1 = 0.$$

Aus ihr erhält man

$$\operatorname{tg} 2\varphi = \frac{2\operatorname{tg}\varphi}{1 - \operatorname{tg}^2\varphi} = \frac{2a_{12}}{a_{11} - a_{22}}, \tag{7}$$

demnach ist

$$\sphericalangle SMT = 2\varphi \text{ und } \sphericalangle SOI = \varphi,$$

und folglich geben die Linien $\overline{OI}$ und $\overline{OII}$ im Frequenzenkreis unmittelbar die Richtungen der beiden Hauptschwingungen an. Man kann demnach den Satz aussprechen:

Für eine an zwei elastischen Stäben angeschlossene Punktmasse gibt es zwei ausgezeichnete Geraden, die die Eigenschaft haben, daß die elastische Kraft in diese hineinfällt, wenn durch eine Störung die Punktmasse längs dieser Geraden verschoben wird. Die in dieser Geraden auftretenden Schwingungen sind die Hauptschwingungen und die diesen entsprechenden Frequenzen die Eigenfrequenzen des Systems.

Für das oben betrachtete Beispiel erhält man für die Quadrate der Hauptfrequenzen die Werte

$$\omega_{1,2}^2 = \frac{1}{2m}\left[\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} \mp \sqrt{\frac{1}{r_1^2} + \frac{2\cos 2\alpha}{r_1 r_2} + \frac{1}{r_2^2}}\right]$$

und für

$$\operatorname{tg} 2\varphi = \frac{\sin 2\alpha}{\cos 2\alpha + r_2/r_1}.$$

4. Die Verschiebungsellipse. Die gefundenen Ergebnisse bieten nunmehr auch die Möglichkeit, die Eigenschwingungen für ein beliebiges Fachwerk, von dem nur ein Knoten mit einer Masse m besetzt ist, auf zeichnerischem Wege zu erhalten, wenn ihre Berechnung zu umständlich ausfallen würde. Das Hilfsmittel hierzu liefern die Verschiebungspläne nach Williotscher Art. Wir erläutern die Methode zunächst für das bisher schon betrachtete Beispiel des zweistäbigen Knotens, der mit einer Punktmasse m besetzt ist; die Erweiterung auf beliebige Fachwerke ist dann ohne Schwierigkeit möglich.

An dem mit der Masse m besetzten Knoten lassen wir eine Kraft von beliebigem, aber konstantem Betrage $P = \sqrt{X^2 + Y^2}$ angreifen und ermitteln die statischen Verschiebungen, die diese hervorbringt. Die Komponenten x, y dieser Verschiebung nach den gewählten Achsen sind dann durch die Gleichungen gegeben

$$\begin{cases} X = a_{11}x + a_{12}y \\ Y = a_{21}x + a_{22}y \end{cases} \qquad (a_{21} = a_{12}).$$

Läßt man nun P in allen möglichen Richtungen der Ebene wirken, so erhält man als geometrischen Ort der Punkte x, y eine Ellipse mit der Gleichung

$$(a_{11}^2 + a_{21}^2)x^2 + 2a_{12}(a_{11} + a_{22})xy + (a_{22}^2 + a_{12}^2)y^2 = P^2, \tag{8}$$

oder durch Einführung der Bezeichnungen b_{11}, $b_{12} = b_{21}$, b_{22} für die Koeffizienten

$$b_{11}x^2 + 2b_{12}xy + b_{22}y^2 = P^2; \tag{8'}$$

diese möge als Verschiebungsellipse des Punktes O bezeichnet werden.

Wenn man diese Ellipse durch Drehung des Koordinatensystems auf die Hauptachsen bezieht und die Koordinaten für diese mit ξ, η bezeichnet, so nimmt ihre Gleichung, wie man nach leichter Rechnung bestätigt, die Form an

$$\omega_2^4\xi^2 + \omega_1^4\eta^2 = \frac{P^2}{m^2}. \tag{9}$$

Für den Winkel ψ, um den das Koordinatensystem xy gedreht werden muß, damit es mit den Hauptachsen zusammenfällt, findet man

$$\operatorname{tg}\psi = \frac{2b_{12}}{b_{11} - b_{22}} = \frac{2a_{12}(a_{11} + a_{22})}{a_{11}^2 - a_{22}^2} = \frac{2a_{12}}{a_{11} - a_{22}}, \tag{10}$$

also ist $\psi = \varphi$.

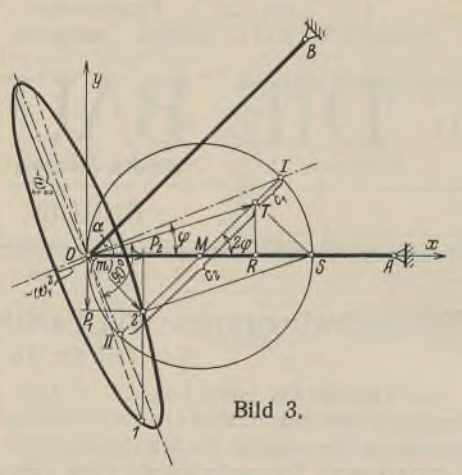


Bild 3.

Da die Verschiebungsellipse auch durch zwei konjugierte Durchmesser gegeben ist, so hat man, um die Eigenschwingungen der Punktmasse m auf zeichnerischem Wege zu erhalten, so vorzugehen (Bild 3): Man wähle P von geeigneter Größe und ermittle die Verschiebungen von m für zwei zueinander senkrechte Richtungen P_1 und P_2 von P. Diese Verschiebungen geben, wie man sofort sieht, konjugierte Durchmesser $\overline{O1}$, $\overline{O2}$ der Verschiebungsellipse. Bezeichnet man nämlich die den Kräften (X, Y) und $(-Y, X)$ entsprechenden Verschiebungen mit x_1, y_1 und x_2, y_2, so gelten die Gleichungen

$$\frac{X}{Y} = \frac{a_{11}x_1 + a_{12}y_1}{a_{12}x_1 + a_{22}y_2} = -\frac{a_{12}x_2 + a_{22}y_2}{a_{11}x_2 + a_{12}y_2},$$

oder

$$(a_{11}^2 + a_{12}^2)x_1x_2 + a_{12}(a_{11} + a_{22})(x_1y_2 + x_2y_1) + (a_{22}^2 + a_{12}^2)y_1y_2 = 0. \tag{11}$$

Durch Vergleich mit Gl. (8) erkennt man, daß die durch $\overline{01}$ und $\overline{02}$ laufenden Richtungen konjugierte Durchmesser der Verschiebungsellipse sind; dadurch ist die erwähnte Eigenschaft bewiesen.

5. Konstruktion der Richtungen der Hauptschwingungen. Für diese Ellipse, die auf konjugierte Durchmesser bezogen ist, bestimmen wir nun die Hauptachsen. Dies geschieht nach einer bekannten Konstruktion, die in Bild 3 angegeben und mit dem Mohr-Landschen Kreis enge verwandt ist: Man dreht einen der konjugierten Durchmesser etwa $\overline{O1}$ um 90°, erhält dadurch den Punkt T, spannt über die Strecke $\overline{OT}$ und den andern Durchmesser $\overline{O2}$ das Parallelogramm und schlägt über die Diagonale des Parallelogramms als Durchmesser den Kreis; verbindet man dann noch den Endpunkt des nicht gedrehten ($\overline{O2}$) oder des gedrehten Durchmessers (T) mit dem Mittelpunkte M des Kreises, dann sind die von diesem abgeschnittenen Stücke c_1 und c_2 die halben Hauptachsen. Da nun wegen der oben erhaltenen Gleichung der auf die Hauptachsen bezogenen Ellipse die Halbachsen die Werte

$$c_1 = \frac{P}{m\omega_2^2}, \quad c_2 = \frac{P}{m\omega_1^2} \tag{12}$$

haben, so sind die gesuchten Eigenfrequenzen durch die Ausdrücke gegeben

$$\omega_1^2 = \frac{P}{mc_2}, \quad \omega_2^2 = \frac{P}{mc_1}. \tag{13}$$

Um die Hauptschwingungen der Punktmasse m, und zwar deren Richtungen und Frequenzen zu erhalten, hat man demnach so vorzugehen: Man zeichne für eine geeignete Belastung P des Knotens, die im übrigen ganz beliebig gewählt werden kann, die Verschiebungsellipse und ermittle in der angegebenen Art deren Achsen. Sind c_1, c_2 die Werte der Halbachsen, so sind die Eigenfrequenzen durch die letzte Gl. (13) gegeben.

Bild 2 u. 3 sind so gezeichnet, daß die Frequenzenkreise gleich groß ausfielen; es läßt sich leicht zeigen, daß dann der Punkt T in beiden Fällen derselbe ist. Bild 3 läßt erkennen, daß die betrachtete Stützung nach der Richtung $\overline{O1}$ viel steifer ist als nach der Richtung $\overline{OII}$, was auch die Anschauung unmittelbar bestätigt.

6. Anwendungen auf beliebige Fachwerke. Die angegebene Konstruktion ist ohne wesentliche Änderung auch anwendbar, wenn es sich um ein beliebiges Fachwerk handelt, von dem nur ein Knotenpunkt belastet ist. Die lineare Beschaffenheit der auftretenden Beziehungen bleibt bei Hinzunahme weiterer elastischer Stäbe erhalten. Um die Hauptschwingungen zu ermitteln, konstruiert man für zwei zueinander senkrechte Richtungen 1 und 2 der Last P die Verschiebungen $\overline{O1}$ und $\overline{O2}$; diese sind, ganz so wie im bisher betrachteten Sonderfalle, konjugierte Durchmesser der Verschiebungsellipse. Für diese Ellipse werden, ganz wie in 5. angegeben, die Achsenrichtungen und die Halbachsen c_1, c_2 ermittelt. Aus diesen folgen die Eigenfrequenzen durch dieselbe Gl. (13) wie zuvo

7. Die allgemeine Lösung der Bewegungsgleichungen der aus ihrer Gleichgewichtslage gestörten Punktmasse lautet

$$(14)\quad \begin{cases} x = A\sin(\omega_1 t + \alpha) + B\sin(\omega_2 t + \beta), \\ y = \dfrac{m\,\omega_1^2 - a_{11}}{a_{12}} A\sin(\omega_1 t + a) + \dfrac{m\,\omega_2^2 - a_{11}}{a_{12}} B\sin(\omega_2 t + \beta), \end{cases}$$

wobei die vier Integrationskonstanten A, B, α, β durch die Anfangsbedingungen zu bestimmen sind. Durch die Zusammensetzung erhält

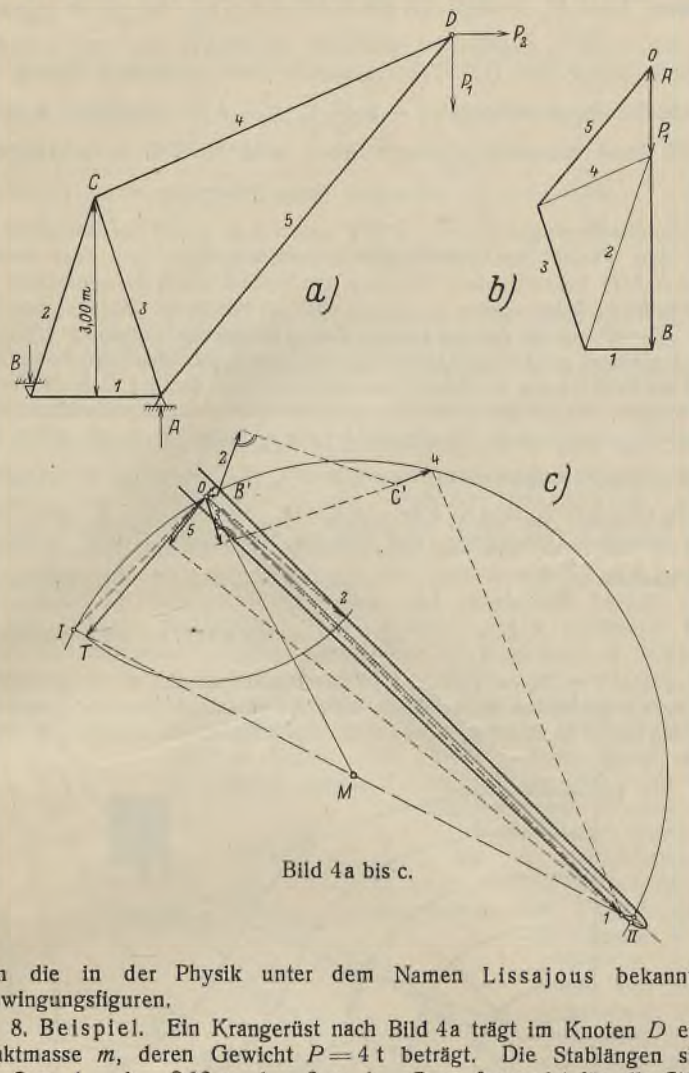


Bild 4a bis c.

man die in der Physik unter dem Namen Lissajous bekannten Schwingungsfiguren.

8. Beispiel. Ein Krangerüst nach Bild 4a trägt im Knoten D eine Punktmasse m, deren Gewicht $P = 4$ t beträgt. Die Stablängen sind $l_1 = 2$ m, $l_2 = l_3 = 3{,}16$ m, $l_4 = 6$ m, $l_5 = 7$ m; ferner ist für alle Stäbe $E = 2{,}2 \cdot 10^6$ kg/cm², $F_1 = F_2 = F_3 = 20$ cm², $F_4 = F_5 = 40$ cm². Man ermittle die Hauptschwingungen.

Man läßt zunächst die Belastung P als P_1 in der lotrechten Richtung wirken und findet für die Stabkräfte entweder aus dem Kräfteplan (Bild 4b) oder durch Rechnung

$S_1 = -3$ t, $S_2 = 9{,}4$ t, $S_3 = -7{,}2$ t, $S_4 = 5{,}7$ t, $S_5 = -8{,}1$ t;

für die Verlängerungen der Stäbe erhält man die Werte

$\lambda_1 = -0{,}13$ mm, $\lambda_2 = 0{,}66$ mm, $\lambda_3 = -0{,}5$ mm, $\lambda_4 = 0{,}39$ mm, $\lambda_5 = -0{,}63$ mm.

Der Verschiebungsplan nach Bild 4c liefert in $\overline{O1}$ die Verschiebung für die angenommene Lastrichtung P_1. Sodann wendet man dasselbe Verfahren für die waagerechte Last P_2 von gleicher Größe P an und findet die Verschiebung $\overline{O2}$. Die Strecken $\overline{O1}$ und $\overline{O2}$ sind konjugierte Durchmesser der Verschiebungsellipse. Um deren Hauptachsen zu erhalten, drehe man etwa die Strecke $\overline{O2}$ um 90° nach $\overline{OT}$ und schlage um den Mittelpunkt M der Strecke $\overline{1T}$ den Kreis mit dem Halbmesser $\overline{MO}$. Dieser schneidet auf dem Durchmesser $\overline{TM1}$ die Punkte I und II aus, durch die die Hauptschwingungsrichtungen hindurchgehen. Die halben Achsen der Verschiebungsellipse sind durch die Strecken

$$\overline{1T} = c_1, \qquad \overline{T\,II} = c_2$$

gegeben, aus denen nach Gl. (13) die Quadrate der Hauptfrequenzen und diese selbst berechnet werden können. Man findet, wenn noch mit f die Frequenz in Hertz bezeichnet wird,

$$\omega_1^2 = \frac{g}{c_2} = 1510/\text{sec}^2,\ \omega_1 = 39{,}0/\text{sec},\ f_1 = 6{,}20 \text{ Hertz}$$

und

$$\omega_2^2 = \frac{g}{c_1} = 54\,000/\text{sec}^2,\ \omega_2 = 232/\text{sec},\ f_2 = 37{,}0 \text{ Hertz}.$$

Um den Vergleich mit dem eingangs erwähnten Näherungsverfahren herzustellen, sei erwähnt, daß nach diesem die Frequenz nach der Formel berechnet wird

$$\omega^2 = g\frac{V}{W^2},$$

in der W die zufolge der Belastung tatsächlich auftretende Verschiebung und V deren Komponente in der Kraftrichtung bezeichnet. Für die lotrechte Richtung P_1 von P würde man finden

$$W' = 0{,}618 \text{ cm},\ V' = 0{,}445 \text{ cm},$$

daher

$$\omega'^2 = g\frac{V'}{W'^2} = 1140/\text{sec}^2,\ \omega' = 33{,}8/\text{sec},\ f_1 = 5{,}37 \text{ Hertz}.$$

Und für die waagrechte Richtung P_2 von P würde sich ergeben

$$W'' = 0{,}191 \text{ cm},\ V'' = 0{,}146 \text{ cm},$$

daher

$$\omega''^2 = g\frac{V''}{W''} = 3930/\text{sec}^2,\ \omega'' = 62{,}5/\text{sec},\ f_2 = 9{,}95 \text{ Hertz}.$$

Aus dem Näherungsverfahren gewinnt man jedoch in diesem Falle keinen Anhaltspunkt, wie die gesuchten Hauptschwingungen tatsächlich verlaufen und welche die richtigen Werte für die Frequenzen sind.

Das Tragvermögen gedrückter Baustahlstäbe mit krummer Achse und zusätzlicher Querbelastung.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. Dr.-Ing. **E. Chwalla**, Brünn.

I. Einleitung.

Die Aufgaben, die der Stahlbau dem Konstrukteur stellt, lassen sich, je nachdem das Untersuchungsziel in der Ermittlung bestimmter Spannungswerte oder aber in der Klarstellung der Eigenschaften des inneren Gleichgewichtes besteht, in „Spannungsprobleme“ und „Stabilitätsprobleme“ unterteilen[1]). Bei den gewöhnlichen baustatischen Untersuchungen pflegen wir den Einfluß der Formänderungen auf das Kräftespiel zu vernachlässigen („Spannungsprobleme der Theorie erster Ordnung“) und gelangen damit zum Superpositionsprinzip, dem wir den mathematisch einfachen Aufbau der elementaren Baustatik verdanken. In bestimmten Belastungsfällen sehen wir uns bei der Untersuchung relativ stark „nachgiebiger“ Tragwerksysteme oder Tragwerkteile im Interesse der Sicherheit oder der Wirtschaftlichkeit veranlaßt, die Theorie zuzuschärfen und den Einfluß der Formänderungen auf das Kräftespiel in Rücksicht zu ziehen („Spannungsprobleme der Theorie zweiter Ordnung“); über die Notwendigkeit dieser Zuschärfung der Rechnung hat der Konstrukteur zu entscheiden. Wird die Bestandsicherheit des Tragwerks durch das Erreichen einer Grenze der „Stabilität“ des zwischen den äußeren und inneren Kräften bestehenden Gleichgewichtes gefährdet, dann verliert der Spannungsnachweis seine ursprüngliche Bedeutung und die Stabilitätsuntersuchung tritt in den Vordergrund des Interesses. Je nach der Form der Lösungskurve müssen wir hier „Stabilitätsprobleme mit Gleichgewichtsverzweigung“ und „Stabilitätsprobleme ohne Gleichgewichtsverzweigung“ unterscheiden. Da die Ausbildung von „Verzweigungsstellen“ und daher auch das Auftreten der erstgenannten Probleme an die Erfüllung idealisierender Voraussetzungen gebunden ist, sind die Lösungswerte dieser Probleme baupraktisch als Grenzwerte aufzufassen, über deren Verwendbarkeit als Bemessungsgrundlage in jedem Einzelfall vom Konstrukteur entschieden werden muß; ihre Bedeutung verdankt diese Problemgruppe vor allem den großen Vereinfachungen des Lösungsweges, die sich als Folge der idealisierenden Voraussetzungen ergeben. Praktisch liegen wohl in allen Fällen, in denen diese Voraussetzungen „im Sinne des Entwurfes“ erfüllt sein sollten, Stabilitätsprobleme ohne Gleichgewichtsverzweigung vor, deren Lösung sich mehr oder minder gut an die genannten Grenzwerte anschmiegt; unter Umständen, wie z. B. bei den Stabilitätsuntersuchungen statisch unbestimmter Bogenträger, ist die Erfüllung jener idealisierenden Voraussetzungen, sofern nicht besondere Montageverfahren zugelassen werden, auch rein theoretisch ausgeschlossen.

Die folgenden Ausführungen sind dem „Stabilitätsproblem ohne Gleichgewichtsverzweigung“ gewidmet, das bei der Untersuchung des Tragvermögens gedrückter Baustahlstäbe mit krummer Achse und zusätzlicher Querbelastung auftritt. Die allgemeinen Voraussetzungen sind hierbei die gleichen, die im Rahmen der Theorie des geraden, außermittig gedrückten Baustahlstabes[2]) Geltung besitzen, und auch das Formänderungsgesetz des

[1]) Vgl. E. Chwalla, Z. ang. Math., 11, 1931, S. 334.

[2]) E. Chwalla, Stahlbau 7, 1934, Heft 21/23, S. 161, 173, 180.

Baustahles, das wir den folgenden Untersuchungen zugrunde legen, möge mit dem bei der Schilderung jener Theorie vorausgesetzten Gesetz [$\sigma_P = 1900$, $\sigma_F = 2700$, $E = 2\,210\,000$ kg/cm²] übereinstimmen[3]). Unser Ziel ist, die Ermittlung der Tragfähigkeit gedrückter, krummachsiger und auch zusätzlich querbelasteter Baustahlstäbe mit praktisch ausreichender Annäherung auf die Bestimmung der Tragfähigkeit außermittig gedrückter, gerader Baustahlstäbe zurückzuführen, da wir für derartige Stäbe („Normalfall") schon über praktisch verwertbare Lösungen und Bemessungstafeln verfügen; die so gewonnenen Ergebnisse werden wir dann in einer anschließenden Abhandlung bei der Ermittlung des Tragvermögens stählerner Bogenträger verwerten.

Das Gleichgewichtsproblem des geraden, mittig gedrückten, querbelasteten Baustahlstabes wurde näherungsweise von M. Roš und J. Brunner[4]) behandelt und K. Ježek[5]) hat den Fall einer konzentrierten Querlast in Stabmitte unter Voraussetzung eines ideal-plastischen Materialverhaltens der Lösung zugeführt. Versuche mit mittig gedrückten Baustahlstäben, die zusätzlich durch eine Einzellast in Stabmitte querbelastet sind, wurden von M. Roš und J. Brunner[4]) sowie von A. Ostenfeld[6]) durchgeführt; die Ergebnisse stimmen mit den theoretischen Werten, wenn wir die Schwankungen in der Quetschgrenzenlage in Rücksicht ziehen, im allgemeinen gut überein.

II. Strenge Lösung für einen Sonderfall der Stabausbildung.

Wir untersuchen einen beiderseits gelenkig gelagerten Stab, der einen rechteckigen Querschnitt $F = b\,h$ besitzt und aus dem einleitend gekennzeichneten Baustahl besteht. Die Achse dieses Stabes bilde im spannungsfreien Anfangszustand eine einsinnig gekrümmte, ebene Kurve $\eta = \varphi(x)$, die zur Halbierenden der Stablänge symmetrisch verläuft und deren Ebene jene Querschnitts-Hauptachse enthält, in deren Richtung die untersuchte Ausbiegung erfolgt und die Querschnittshöhe h gemessen wird. Unter der Einwirkung einer mittig angreifenden Druckkraft P treten zusätzliche Ausbiegungen $y = f(x)$ auf, und es gelangt eine Gleichgewichtsfigur zur Ausbildung, die gleichfalls symmetrisch zur Mitte verläuft und deren Scheitelpunkt die Entfernung $\eta_0 + y_0$ von der Kraftwirkungslinie besitzt (Bild 1a). In Anknüpfung an eine in der einleitend genannten Abhandlung[2]) durchgeführte Untersuchung dürfen wir hier feststellen, daß das lineare Formänderungsgesetz der „Entlastung" auch bei stark gedrungenen Stäben ohne merkbaren Einfluß auf das Tragvermögen bleibt, wenn η_0 größer ist als etwa ein Achtel der „verschränkt" gemessenen Querschnitts-Kernweite k; wir wollen im weiteren $\eta_0 > \frac{k}{8}$ voraussetzen und dürfen dann die in der genannten Abhandlung dargestellten „Kurven des inneren Widerstandes" (Fußnote 2, Bild 4) unmittelbar übernehmen.

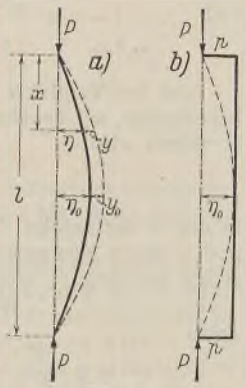


Bild 1.

Um nun in einfacher Weise eine strenge Lösung unseres Gleichgewichtsproblems entwickeln zu können, wollen wir an den Verlauf der ursprünglichen Achsenkurve $\eta = \varphi(x)$ die Voraussetzung knüpfen, daß an jeder Stelle $\eta = C\,y$ besteht. Die ursprüngliche Achsenkurve ist dann affin verwandt mit der sich einstellenden Gleichgewichtsfigur und wird durch die Angabe von η_0 festgelegt; ihr genauer Verlauf innerhalb des Scheitelpunktes und des Stabendes, der ungefähr dem einer semikubischen Parabel ähnelt, kann allerdings erst nach Ermittlung der Gleichgewichtsfigur, also erst nach erfolgter Lösung des Problems, angegeben werden.

Das an einer Stelle x des belasteten, im Gleichgewicht befindlichen Stabes auftretende Biegemoment $M_a = -P(y+\eta) = -(1+C)\,b\,h^2\,\sigma_0 \cdot \frac{y}{h}$ hat das Auftreten einer Normalspannungsverteilung zur Folge, deren Durchschnittswert $\sigma_0 = P/F$ und deren resultierendes Spannungsmoment $M_i = M_a$ beträgt. Es gilt somit $(1+C)\frac{y}{h} = \frac{1}{-\sigma_0} \cdot \frac{M_i}{b\,h^2}$, so daß wir, wenn σ_0 gegeben ist, mit Hilfe der „Kurve des inneren Widerstandes" jedem Wert $(1+C)y/h$ eindeutig einen bestimmten Betrag der zusätzlichen Achsenkrümmung $-h \cdot \frac{d^2y}{dx^2} \equiv -h\,y''$ zuordnen können. Durch diese zusammengehörigen Werte wird die Differentialbeziehung $-h\,y'' = \Psi\left[(1+C)\frac{y}{h}\right]$ festgelegt, deren Integration unter Beachtung der Randbedingungen $y = y_0$, $y' = 0$ und $x = 0$, $y = 0$ durchzuführen ist und den Verlauf der zusätzlichen Stabausbiegungen $y = f(x)$ liefert; ist $y = f(x)$ bekannt, dann ist auch der Verlauf der vorausgesetzten ursprünglichen Achsenkurve $\eta = \varphi(x) = C f(x)$ bestimmt. Für den Sonderfall „$C = 0$" wurde die Integration dieser Differentialbeziehung schon in der einleitend erwähnten Abhandlung (Fußnote 2, IV. Abschnitt) vorgeführt und zur Bestimmung der Biegelinien unter mittigem Druck („Grundkurven") verwendet; die Länge dieser Grundkurven wurde mit L_0 bezeichnet und nahm mit anwachsender Scheitelausbiegung y_0 immer mehr ab, wobei das Gesetz dieser Abnahme durch die Kurve $\lambda_0 \equiv \frac{L_0}{i} = \Phi(y_0/h)$ festgelegt wurde (Fußnote 2, Bild 8, Kurve $p/k = 0$). Ist nun $C \neq 0$, dann lehrt eine einfache Überlegung, daß den im Sonderfall „$C = 0$" geltenden Wertepaaren $\frac{y_0}{h}\Big|_{C=0}$, $\lambda_0\Big|_{C=0}$ im Fall „$C \neq 0$" die Wertepaare $\frac{1}{1+C} \cdot \frac{y_0}{h}\Big|_{C=0}$, $\frac{1}{\sqrt{1+C}} \cdot \lambda_0\Big|_{C=0}$ entsprechen, so daß die gesuchte Kurve $\lambda_0 = \Phi(y_0/h)$ im Fall „$C \neq 0$" unmittelbar aus der schon bekannten, für $C = 0$ geltenden Kurve durch eine Koordinatenverzerrung gewonnen werden kann. In Bild 2 sind die so erhaltenen Kurven für die mittlere Druck-

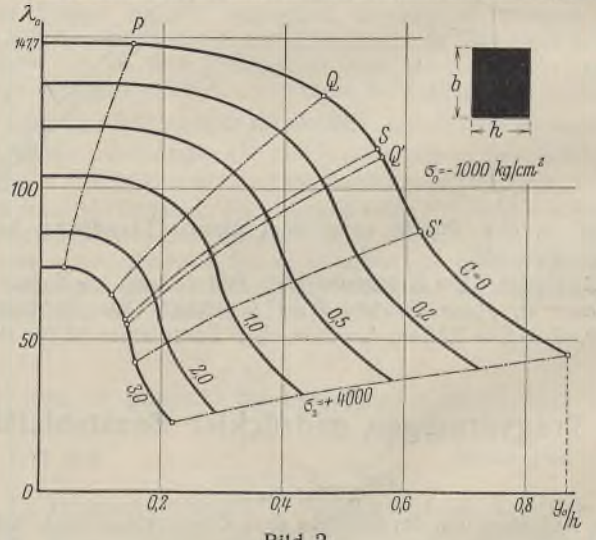


Bild 2.

spannung $\sigma_0 = P/F = -1000$ kg/cm² dargestellt und nach dem Parameter C geordnet worden. Die obere Grenzkurve dieser Schar bezieht sich auf den Sonderfall „$C = 0$" und zweigt von der Ordinatenachse in der Höhe der Eulerschen Knickschlankheit $\lambda_0 = \lambda_k = \pi\sqrt{E/\sigma_0} = 147{,}7$ mit waagerechter Tangente ab. Die auf den einzelnen Kurven markierten Punkte P, Q, Q' sind jenen Gleichgewichtszuständen zugeordnet, in denen die größte Stabdruckspannung die Proportionalitätsgrenze bzw. den Beginn und das Ende des Quetschbereiches erreicht, und sinngemäß beziehen sich die Kurvenpunkte S, S' auf jene Gleichsgewichtszustände, in denen die größte Stabzugspannung an den Anfangs- bzw. Endpunkt des Streckbereiches gelangt; die Darstellung des Kurvenverlaufes wurde an der „Grenzlinie des Untersuchungsbereiches", die durch das Erreichen einer größten Stabzugspannung von $\sigma_z = +4000$ kg/cm² gekennzeichnet ist, abgebrochen.

Mit Hilfe der Kurvenschar (Bild 2) können wir nun für Stäbe gegebener Schlankheitsgrade λ jenen Sonderwert der ursprünglichen Scheitelausbiegung η_0 bestimmen, der die Ausbildung eines Gleichgewichtszustandes unter der vorgegebenen, mittig angreifenden Druckkraft $P = \sigma_0 F$ gewährleistet. Wir zeichnen in Bild 2 die waagerechte Gerade „$\lambda = \text{const}$" ein und finden aus ihren Schnittpunkten die zusammen-

[3]) Gegen dieses Formänderungsgesetz (Fußnote 2, Bild 1) wurde nicht mit Unrecht geltend gemacht, daß sich der Fließbereich (der in der Formänderungskurve durch die waagerechte Fließlinie FF' festgelegt wird) bei den neuen Baustählen erheblich weiter als bis zur Abszissenstelle $\varepsilon = 6\,‰$ erstreckt. Um den Einfluß einer Veränderung des Fließbereiches auf die Tragfähigkeit leicht abschätzen zu können, wurde schon seinerzeit in alle Diagramme, die Gleichgewichtszustände festlegen, das „Quetschintervall" und das „Streckintervall" eingetragen (Fußnote 2, Bild 8) und hierbei hat sich ergeben, daß die Kurvenmaxima erster Ordnung (die die Tragfähigkeit aller nicht extrem gedrungenen Stäbe bestimmen) ausnahmslos schon zur Ausbildung gelangen, bevor noch der Endpunkt des „Quetschintervalls" erreicht wird und daher die größte Faserstauchung den Wert $\varepsilon_d = 6\,‰$ annimmt. Es bleiben somit alle in der genannten Abhandlung für Schlankheitsgrade $\lambda > 30$ angegebenen Lösungswerte unverändert auch dann in Geltung, wenn die Fließlänge des Baustahls größer ist, als vorausgesetzt wurde. Aus dieser Feststellung darf auch gefolgert werden, daß gegen eine näherungsweise Bestimmung der Kurvenextreme erster Ordnung unter Voraussetzung eines ideal-plastischen Werkstoffes kein Einwand hinsichtlich der Fließlänge besteht.

[4]) Vgl. M. Roš, Ber. II. Int. Tagg. Brücken- u. Hochbau in Wien 1928 und Vorber. I. Int. Kongr. Brücken- u. Hochbau in Paris 1932.

[5]) K. Ježek, Sitzungsber. Akad. Wiss. Wien, IIa, 143, 1934, S. 339.

[6]) A. Ostenfeld, Mitt. Labor. f. Baustatik d. T. H. Kopenhagen 1931, Heft 5.

Tafel I.

$\sigma_0 = -$ 300 kg/cm²	$\lambda =$	120	140	160	180	200	220	230	240	250	260	269,6
	$\eta_0/h =$	1,520	1,313	1,102	0,888	0,672	0,456	0,350	0,246	0,154	0,077	0
	$y_0/h =$	0,562	0,687	0,833	1,002	1,160	1,195	1,180	1,152	1,110	1,045	0,889
$\sigma_0 = -$ 600 kg/cm²	$\lambda =$	70	90	110	120	130	140	150	160	170	180	190,7
	$\eta_0/h =$	0,808	0,675	0,543	0,475	0,403	0,334	0,254	0,187	0,120	0,056	0
	$y_0/h =$	0,241	0,298	0,386	0,434	0,473	0,513	0,553	0,592	0,588	0,556	0,361
$\sigma_0 = -$ 1000 kg/cm²	$\lambda =$	60	70	80	90	100	110	120	130	140	145	147,7
	$\eta_0/h =$	0,398	0,350	0,296	0,243	0,193	0,145	0,100	0,057	0,021	0,0075	0
	$y_0/h =$	0,142	0,172	0,212	0,241	0,254	0,258	0,256	0,248	0,226	0,207	0,150
$\sigma_0 = -$ 1500 kg/cm²	$\lambda =$	40	50	60	70	80	90	100	110	115	120,6	—
	$\eta_0/h =$	0,226	0,189	0,153	0,119	0,0878	0,0608	0,0358	0,0147	0,0066	0	—
	$y_0/h =$	0,075	0,090	0,105	0,115	0,120	0,125	0,120	0,110	0,098	0,0444	—

gehörigen Werte y_0/h und C, die als Koordinaten der Kurve $y_0/h = f_1(C)$ aufgetragen werden; in Bild 3 sind derartige Kurven für $\lambda = 70, 90, 110, 130$ und 145 als voll ausgezogene Linien dargestellt. In das Koordinatenkreuz dieser Kurvenschar läßt sich nun auch die Hyperbel $y_0/h = \frac{1}{C} \cdot \frac{\eta_0}{h} = f_2(C)$ für beliebige Parameter η_0/h eintragen, die je nach der Größe des gewählten Betrages η_0/h mit einer der voll ausgezogenen Kurven entweder zwei Schnittpunkte oder einen Berührungspunkt oder keinen Punkt gemeinsam hat. Besitzt die durch den Wert η_0/h gekennzeichnete Hyperbel zwei Schnittpunkte mit der durch den Wert λ gekennzeichneten voll ausgezogenen Kurve, dann existieren zwei verschiedene Gleichgewichtsfiguren, die durch die beiden verschieden großen „zusätzlichen" Scheitelausbiegungen y_0 (Ordinaten der beiden Schnittpunkte) festgelegt sind. Wird die ursprüngliche Scheitelausbiegung η_0 größer gewählt, dann rücken die beiden vorhandenen Schnittpunkte näher aneinander, bis schließlich beide Schnittpunkte unmittelbar benachbart liegen. Die Ordinate dieses Berührungspunktes der beiden Kurven bestimmt zusammen mit den angenommenen Werten σ_0, η_0/h, λ einen Gleichgewichtszustand, den wir als „kritischen Gleichgewichtszustand" bezeichnen müssen, da die geringste gewaltsame Vergrößerung eines dieser Werte zum endgültigen Zusammenbruch des Stabes führt. Halten wir σ_0 und λ fest, dann bestimmt hier η_0 den größtmöglichen Betrag der ursprünglichen Scheitelausbiegung, der noch ein Gleichgewicht des belasteten Stabes zuläßt; würde η_0 größer als dieser kritische Betrag gewählt werden, dann würde die Hyperbel $y_0/h = f_2(C)$ schon oberhalb der zugehörigen, voll ausgezogenen Kurve zu liegen kommen und keinen Schnittpunkt, also keinen Gleichgewichtszustand mehr liefern. In Bild 3 sind die tangierenden Hyperbeln gestrichelt eingetragen und die Berührungspunkte, deren Koordinaten $C, y_0/h$ die kritischen Werte η_0/h und y_0/h festlegen, hervorgehoben worden.

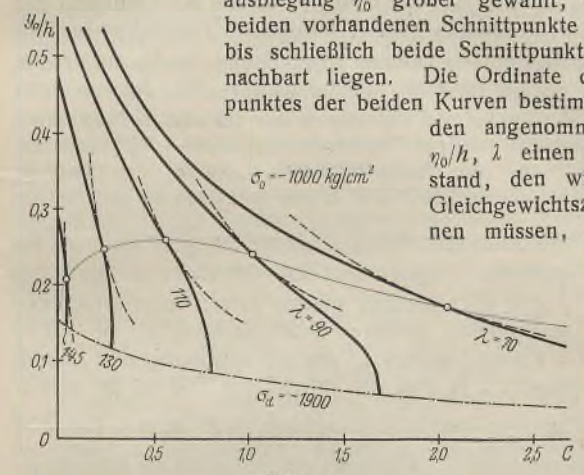


Bild 3.

In der Tafel I sind die nach dem geschilderten Lösungsverfahren für die Laststufen $\sigma_0 = P/F = -300, -600, -1000$ und -1500 kg/cm² gefundenen kritischen Wertegruppen zusammengestellt. Wir können daraus z. B. entnehmen, daß ein Stab der Schlankheit $\lambda = 80$, wenn er unseren Voraussetzungen entspricht und eine ursprüngliche Scheitelausbiegung $\eta_0 = 0{,}296\,h$ aufweist, an die Grenze seines Tragvermögens gelangt, wenn die mittig angreifende Druckkraft die Größe $P = -1000\,b\,h$ kg erreicht; die an dieser Traggrenze auftretende „zusätzliche" Scheitelausbiegung beträgt hierbei $y_0 = 0{,}212\,h$ und der Verlauf der vorausgesetzten ursprünglichen Achsenfigur ist durch die Beziehung $\eta = C\,y = \frac{\eta_0}{y_0} \cdot y = 1{,}40\,y$ festgelegt. Würde dieser Stab im spannungslosen Anfangszustand eine gerade Achse besitzen, dann würde sein Tragvermögen erst unter der Engeßer-Kármánschen Knicklast $P_k = -2317\,b\,h$ kg (Fußnote 2, Tafel I, $p/k = 0$, $\alpha = 0{,}858$, $\sigma_Q = -2700$ kg/cm²) erschöpft sein; die Tragfähigkeit des untersuchten Stabes sinkt somit als Folge der angegebenen Achsenkrümmung auf weniger als die Hälfte dieser Knicklast herunter.

III. Darstellung der Lösung und Vergleich mit der Lösung des „Normalfalles".

Da die Größe der im kritischen Zustand auftretenden „zusätzlichen" Scheitelausbiegung y_0 den Konstrukteur nicht näher interessiert, ist im weiteren die Darstellung des funktionalen Zusammenhanges der drei für den kritischen Gleichgewichtszustand kennzeichnenden Größen σ_0, λ, η_0 ausreichend. In Bild 4 wird dieser Zusammenhang durch die nach dem

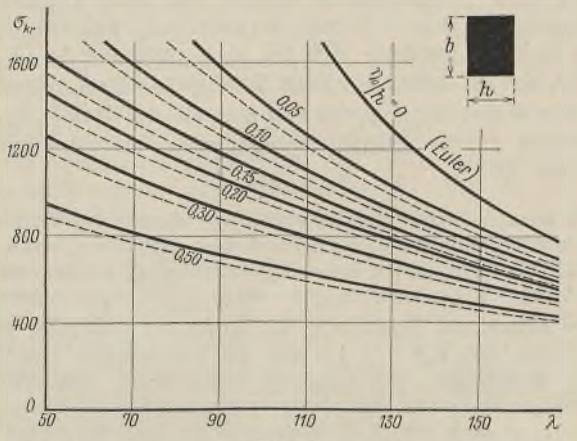


Bild 4.

Parameter η_0/h geordneten (voll ausgezogenen) Kurven $\sigma_0 = \sigma_{kr} = F(\lambda)$ festgelegt, deren obere Grenzkurve mit der Eulerschen Knickspannungshyperbel $\sigma_{kr} = \sigma_k = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$ identisch ist. Zu einer anderen Darstellungsweise der Lösung gelangen wir, wenn wir die den einzelnen Schlankheitsgraden λ zugeordneten Euler-Engeßer-Kármánschen Knickspannungen σ_k berechnen, die Verhältniszahlen σ_{kr}/σ_k ermitteln und nun den Verlauf dieser Verhältniszahlen in Abhängigkeit von λ und dem Parameter η_0/h graphisch festlegen; da die Euler-Engeßer-Kármánschen Knickspannungen das Tragvermögen mittig gedrückter, gerader Stäbe, deren

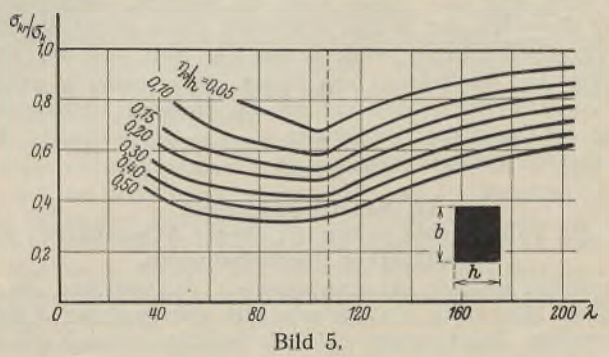


Bild 5.

Schlankheitsgrad größer als etwa $\lambda = 25$ ist, nach oben begrenzen, geben diese Verhältniszahlen die Verminderung des Tragvermögens an, die der Stab erfährt, wenn seine Achse einsinnig gekrümmt ist und hierbei eine Scheitelausbiegung η_0 aufweist. In Bild 5 ist der Verlauf dieser Verhältniszahlen wiedergegeben worden. Wir erkennen, daß der Abfall des Tragvermögens mittig gedrückter Baustahlstäbe als Folge geringfügiger Achsenkrümmungen im Schlankheitsbereich $\lambda = 90 \to 110$ am größten wird, so daß Stäbe dieser Schlankheit (Umgebung der Eulerschen Grenz-

schlankheit $\lambda = \pi \sqrt{E/\sigma_P} = 107{,}1$) theoretisch am „empfindlichsten" gegenüber halbwellenartigen Primärverformungen sind; ein analoges Ergebnis haben wir auch bei der Untersuchung gerader, außermittig gedrückter Baustahlstäbe gefunden.

Weicht die Querschnittsform des Stabes von der vorausgesetzten rechteckigen Form ab, dann wird der Zusammenhang zwischen Achsenkrümmung und Spannungsmoment („Kurve des inneren Widerstandes") geändert und Bild 4 und 5 verliert seine Gültigkeit. Wollen wir die für den Rechteckquerschnitt entwickelte Lösung auch bei Stäben anderer Profilform näherungsweise anwenden, dann müssen wir bei der Festsetzung des Parameters η_0/h an Stelle von h eine andere (von der Profiltype abhängige und durch Vergleiche mit strengen Lösungen ermittelbare) Bezugsgröße einführen. Wir wollen auf diese Überlegungen hier nicht näher eingehen und bloß vermerken, daß wir die in Bild 4 und 5 dargestellte Lösung mit praktisch noch ausreichender Annäherung auch bei Stäben beliebiger Profilform anwenden dürfen, wenn wir die Kurven nach dem Parameter $\eta_0/k = 6\,\eta_0/h$ ordnen und für den untersuchten Stab die Größe η_0/k ermitteln, also auch hier die „verschränkt" gemessene (d. h. dem Pfeil η_0 gegenüberliegende) Querschnitts-Kernweite k als Bezugsgröße in Rechnung stellen.

Um nun die Ermittlung des Tragvermögens krummachsiger Druckstäbe auf die Bestimmung der Tragfähigkeit gerader, außermittig gedrückter Stäbe zurückzuführen, fassen wir die Fälle außermittig gedrückter, gerader Stäbe als Sonderfälle primär krummer Druckstäbe auf, deren ursprüngliche Achsenfigur dem rechtwinkligen Linienzug (Bild 1b) folgt und die Scheitelausbiegung $\eta_0 = p$ aufweist. Wir wollen diesen geraden, exzentrisch gedrückten Stab „Vergleichsstab" nennen und seine kritische mittlere Druckspannung, die sich im Rahmen der einleitend erwähnten Abhandlung (Fußnote 2) leicht ermitteln läßt, mit $(\sigma_{kr})_{ex}$ bezeichnen. Es ist leicht einzusehen, daß die kritische mittlere Druckspannung σ_{kr} des in Bild 1a dargestellten Stabes etwas größer sein muß als der Wert $(\sigma_{kr})_{ex}$ (da die Biegemomente nur im Scheitel übereinstimmen, ansonsten aber kleiner sind), so daß wir

$$\sigma_{kr} = c\,(\sigma_{kr})_{ex}$$

schreiben können, wobei der Beiwert c vor allem vom Verlauf der ursprünglichen Achsenkurve $\eta = \varphi(x)$ und dann auch von η_0 und λ abhängig sein wird. Um nun diesen Beiwert c festzulegen, wurden die für den „Vergleichsstab" geltenden Lösungskurven $(\sigma_{kr})_{ex} = F(\lambda)$ aus der einleitend erwähnten Abhandlung (Fußnote 2, Bild 14) für die Hebelmaße $p/k = \eta_0/k = 6\,\eta_0/h = 0{,}3$, 0,6, 0,9, 1,2, 1,8 und 3,0 übernommen und in Bild 4 gestrichelt eingetragen. Der Vergleich dieser Kurven mit den voll ausgezogenen Lösungskurven der primär krummen Druckstäbe lehrt, daß die Ordinate σ_{kr} je nach dem Schlankheitsgrad um ungefähr 3 bis 8% größer ist als die Ordinate $(\sigma_{kr})_{ex}$, daß also praktisch, wenn wir auf der sicheren Seite bleiben wollen, ungeachtet der Größe von η_0 und λ durchschnittlich etwa $\sigma_{kr} \approx 1{,}04\,(\sigma_{kr})_{ex}$ geschrieben werden darf. Der Beiwert $c = 1{,}04$ bezieht sich jedoch nur auf Stäbe, deren primäre Achsenkurve unserer Voraussetzung $\eta = Cy$ entspricht; für einen anderen Verlauf $\eta = \varphi(x)$ wird ein anderer Durchschnittswert c erhalten werden.

Ist die ursprüngliche Achsenkurve $\eta = \varphi(x)$ zur Mitte nicht symmetrisch, dann ergeben sich für die Hebelarme des „Vergleichsstabes" sinngemäß verschieden große Werte p_1 und p_2; nun läßt sich aber zeigen, daß die strengen Lösungen für die kritische mittlere Druckspannung $(\sigma_{kr})_{ex}$ im Fall $p_1 \neq p_2$, sofern wir uns nicht allzusehr dem Fall $p_1 = -p_2$ nähern, nicht stark von jenem Wert der kritischen mittleren Druckspannung abweichen, der im Fall beiderseits gleich großer Angriffshebel $p_m = {}^1/_2\,(p_1 + p_2)$ erhalten wird; daraus folgt aber, daß wir auch die Berechnung der Tragfähigkeit von Stäben, deren einsinnig gekrümmte Achsenfigur unsymmetrisch verläuft, mit praktisch ausreichender Annäherung auf Grund der Beziehungen $p_m = \eta_0$, $\sigma_{kr} = c\,(\sigma_{kr})_{ex}$ auf den „Normalfall" zurückführen können.

IV. Näherungslösungen für den Fall beliebig geformter, ebener Achsenkurven und zusätzlicher Querbelastungen.

Wir wollen nunmehr die einschränkende Voraussetzung, die wir im II. Abschnitt hinsichtlich des Verlaufes der ursprünglichen Achsenfigur treffen mußten, fallen lassen und jede beliebige ebene Kurve für die primäre Achsenfigur zulassen. In der einleitend erwähnten Abhandlung (Fußnote 2, VIII. Abschnitt) wurde ein elementares, rein rechnerisches Näherungsverfahren entwickelt, das wir (mit Rücksicht auf seine Verwandtschaft mit der bekannten Lord Kelvinschen Methode der graphischen Integration von Differentialgleichungen zweiter Ordnung) als „Krümmungskreisverfahren" bezeichnet haben und dessen Genauigkeit bei entsprechendem Mehraufwand an Rechenarbeit beliebig gesteigert werden kann. Wir wollen dieses Lösungsverfahren nunmehr für den allgemeinen Fall außermittigen Kraftangriffes, zusätzlicher Querbelastung, primärer Achsenkrümmung und veränderlichen Stabquerschnittes entwickeln und mit seiner Hilfe die Beiwerte c, deren Kenntnis die Zurückführung der Lösung auf die Lösung des „Normalfalles" ermöglicht, für verschiedene Belastungsfälle bestimmen.

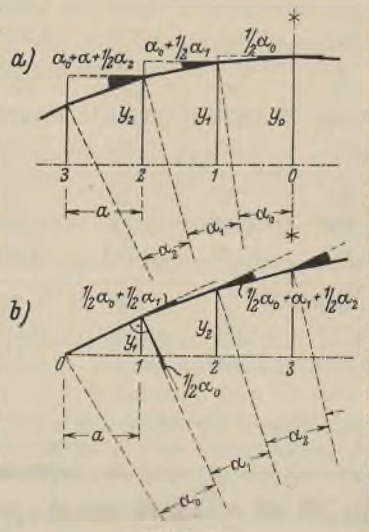


Bild 6.

Ist die gesuchte Gleichgewichtsfigur symmetrisch zur Stabmitte, dann können wir die Untersuchung auf eine Stabhälfte beschränken. Wir unterteilen die halbe Stablänge in n Intervalle der Länge $a = l/2\,n$, zählen die Unterteilungspunkte $\zeta = 0,\ 1,\ 2, \ldots n$ von der Stabmitte gegen das Stabende (Bild 6a) und schreiben für das Krümmungsmaß innerhalb der Intervalle einfach $\varkappa = 1/\varrho = \text{const}$, ersetzen also die gesuchte Gleichgewichtsfigur durch einen $2\,n$-teiligen Korbbogen. Es sei die Druckkraft P, der Angriffshebel p, die Stablänge l, die Verteilung der zusätzlichen Querbelastung sowie der Verlauf der ursprünglichen Achsenfigur gegeben und die sich ausbildende Gleichgewichtsfigur gesucht. Da P bekannt ist, können wir die Biegemomente $\mathfrak{M}_x$, die im Stab bei ausschließlicher Einwirkung der Querbelastung entstehen würden, durch die gleich großen Biegemomente $\mathfrak{M}_x = -P\,\bar{\eta}$ ersetzen, wobei die Funktion $\bar{\eta} = \mathfrak{M}_x/-P = \bar{\varphi}(x)$ eine gedachte primäre Achsenverformung festlegt, die auf das Tragverhalten des Stabes genau denselben Einfluß nimmt wie die gegebene Querbelastung[7]); außer dieser gedachten Krümmung kommt noch der Hebelarm p sowie die reelle Primärverformung $\eta = \varphi(x)$ und die zusätzliche Ausbiegung $y = f(x)$ zur Geltung, so daß die Ordinaten der gesuchten, auf die Kraftwirkungslinie bezogenen Gleichgewichtsfigur $(p + \eta + \bar{\eta} + y)$ betragen. Wir nehmen einen Betrag für die zusätzliche Scheitelausbiegung y_0 probeweise an, berechnen das Biegemoment $M_0 = -P(p + \eta_0 + \bar{\eta}_0 + y_0)$ und entnehmen das für diesen Momentenwert und die vorhandene mittlere Druckspannung $\sigma_0 = -P/F_0$ geltende Krümmungsmaß $\varkappa_0$ aus der entsprechenden „Kurve des inneren Widerstandes" (Fußnote 2, Bild 4). Mit Bezug auf Bild 6a gilt für die zusätzliche Ausbiegung $y_1 = y_0 - a \cdot \frac{\alpha_0}{2} = y_0 - a^2 \cdot \frac{\varkappa_0}{2} = y_0 - a^2\,k_0$, so daß nunmehr auch das Biegemoment am Ort $\zeta = 1$ in der Form $M_1 = -P(p + \eta_1 + \bar{\eta}_1 + y_1)$ berechnet werden kann; unter Beachtung der am Ort $\zeta = 1$ vorhandenen mittleren Druckspannung $(\sigma_0)_1 = -P/F_1$ ergibt sich dann das Krümmungsmaß $\varkappa_1$ aus der entsprechenden „Kurve des inneren Widerstandes", so daß wir anhand von Bild 6a die zusätzliche Ausbiegung $y_2 = y_1 - a\left(\alpha_0 + \frac{1}{2} \cdot \alpha_1\right) = y_1 - a^2\left(k_0 + \frac{\varkappa_0 + \varkappa_1}{2}\right) = y_1 - a^2\,k_1$ berechnen können. Allgemein gilt hier somit die Rekursionsformel $y_{\zeta+1} = y_\zeta - a^2\left(k_{\zeta-1} + \frac{\varkappa_{\zeta-1} + \varkappa_\zeta}{2}\right) = y_\zeta - a^2\,k_\zeta$, $\zeta = 1,\ 2,\ 3, \ldots n$, mit deren Hilfe wir schließlich auf den Wert y_n gelangen, der bei richtiger Annahme der Scheitelausbiegung y_0 mit Rücksicht auf die Lagerung des Stabes genau Null sein muß. Kommt $y_n < 0$ heraus, dann muß y_0 kleiner gewählt werden und kommt $y_n > 0$ heraus, dann muß y_0 größer angenommen werden. Für praktische Zwecke reicht die Intervallzahl $n = 8$ vollkommen; und nach der ersten oder zweiten Wiederholung kann die Lösung schon durch einfache Interpolation bestimmt werden.

(Schluß folgt.)

[7]) Diese Überlegung können wir auch im Rahmen des II. Abschnittes anwenden. Untersuchen wir einen geraden, durch eine gegebene Last P mittig gedrückten Baustahlstab mit einer zusätzlichen, zur Mitte symmetrisch angeordneten Querbelastung und setzen wir voraus, daß das bei ausschließlicher Einwirkung dieser Querbelastung entstehende Biegemoment $\mathfrak{M}_x$ verhältnisgleich der im Gleichgewichtsfall auftretenden Stabausbiegung $y = f(x)$ ist, dann gilt die Beziehung $\mathfrak{M}_x = Cf(x)$ und die Querlast wird durch das Scheitelmoment $\mathfrak{M}_0$ schon eindeutig festgelegt. Das Lösungsverfahren und das Ergebnis ist dann genau dasselbe, das wir im II. Abschnitt geschildert haben, nur ist an Stelle der primären Scheitelausbiegung η_0 nunmehr die „gedachte" primäre Scheitelausbiegung $\bar{\eta}_0 = Cy_0 = \mathfrak{M}_0/-P$ einzuführen. Die in der Tabelle I zusammengestellten Werte liefern daher nach Berücksichtigung dieses Zusammenhanges strenge (allerdings an eine einschränkende Voraussetzung hinsichtlich der Querbelastungsverteilung gebundene) Lösungen für den Fall des mittig gedrückten, zusätzlich querbelasteten Baustahlstabes.

Alle Rechte vorbehalten.

Unterwasseranstrich von Stahlbauteilen.

Von E. Kindscher.
(Staatl. Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem.)

(Schluß aus Heft 5.)

Die zweite Gruppe der für Unterwasseranstriche in Betracht kommenden Materialien stellen die bituminösen Stoffe dar. Steinkohlenteerpech, Erdölbitumen und Naturasphalt sowie Gemische derselben werden zu kalt oder heiß zu verwendenden Anstrichmitteln verarbeitet. Zu beachten ist aber, daß Pech, Bitumen und Naturasphalt Bezeichnungen für Rohstoffgruppen sind, deren einzelne Glieder in der chemischen Zusammensetzung und damit im physikalischen Verhalten in weiten Grenzen abweichen können. Dies besagt, daß nicht jedes als Steinkohlenteerpech, Bitumen oder Naturasphalt bezeichnete Material nun ohne weiteres für den hier in Frage stehenden Zweck geeignet zu sein braucht.

Die kalt zu verarbeitenden Anstrichmittel dieser Art bestehen meist aus Auflösungen von Erdölbitumen, Naturasphalt und Asphaltit in organischen Lösungsmitteln, wie z. B. Benzol. Maßgebend für das praktische Verhalten der mit solchen Lösungen hergestellten Anstriche ist sowohl die Art des bituminösen Stoffes wie die des Lösungsmittels. Von diesen Anstrichmitteln ist zu fordern, daß sie in kurzer Zeit, innerhalb weniger Stunden, zu elastischen, rißfreien, zähfest auf der Unterlage haftenden, wasserdichten und wasserbeständigen Schutzschichten auftrocknen. Erwähnt sei, daß nach Blom[2]) geblasene Bitumina im allgemeinen weniger wasserfest sind als Asphaltite. Ferner muß von den Bitumenanstrichen verlangt werden, daß sie bei niederen Temperaturen nicht verspröden, und, soweit sie dauernd oder zeitweilig außerhalb des Wassers liegen, dürfen sie auch bei höchsten Sommertemperaturen nicht zum Fließen neigen. Hinsichtlich der Beschaffenheit der zu verwendenden Bitumina kann auf DIN 1995 verwiesen werden, da die für gute Straßenbaubitumina aufgestellten Bestimmungen und Untersuchungsmethoden zum größten Teil auch für den hier in Frage stehenden Verwendungszweck Bedeutung haben. Die für die Herstellung solcher kalt zu verarbeitenden Anstrichstoffe benutzten Lösungsmittel müssen das rasche, aber riß-, blasen- und porenfreie Trocknen gewährleisten. Sie dürfen daher nicht zu viel sehr niedrig siedende Anteile enthalten; anderseits ist aber auch ein verhältnismäßig hoher Prozentsatz an schwer flüchtigen Anteilen nachteilig, da diese nur sehr langsam aus dem Anstrich entweichen und bei seiner kräftigen Erwärmung durch Sonnenbestrahlung leicht zu Blasen- und Kraterbildung Veranlassung geben. Weitere Fortschritte auf dem Gebiete der kalt zu verarbeitenden Anstrichmittel verspricht die Einführung der Bitumenemulsionen. Jedenfalls berichtet Blom in der bereits mehrfach angeführten Arbeit über günstige Versuchsergebnisse unter den verschiedensten Bedingungen. Die Benutzung dieser Emulsionen bietet den Vorteil, daß sie auch auf feuchtem Untergrunde festhaftende Anstriche geben, während bei den Bitumenlösungen für seine vollkommene Trockenheit gesorgt werden muß. Allerdings ist zu beachten, daß sich nicht jede im Handel erhältliche Bitumenemulsion für den vorliegenden Zweck eignen wird. Auf keinen Fall darf das aus der Emulsion abgeschiedene Bitumen in Berührung mit Wasser zum Reemulgieren neigen.

Als heiß zu verarbeitendes Anstrichmittel wird häufiger, seiner Billigkeit wegen, gut durchgekochter Steinkohlenteer — sogenannter Schiffsteer — angewendet. Sein Gebrauch bleibt aber auf solche Fälle beschränkt, in denen Erstanstriche in der für diese Arbeiten günstigen Jahreszeit aufgebracht werden können und genügend Zeit zur Verfügung steht, um sie an der Luft gut durchtrocknen zu lassen. In der verhältnismäßig langen Trockendauer liegt aber die Schwierigkeit, die sich bei Verwendung dieses Schiffsteers zu Anstrich-Erneuerungsarbeiten zeigt; meist steht nicht die genügende Zeit zu Gebote, da die Wasserbauwerke nicht auf längere Zeit ihrem Zweck entzogen werden können. Auch sind die verhältnismäßig dünnen Teeranstriche nicht genügend lange haltbar, wenn sie im Betrieb dauernd oder häufig längere Zeit der Luft und dem grellen Tageslicht ausgesetzt sind. In der Mehrzahl der Fälle wählt man daher für den Heißanstrich Steinkohlenteerpech oder Erdölbitumen bzw. Gemische beider und setzt diesen Materialien öfter noch Naturasphalt oder feinkörnige, anorganische Stoffe, wie z. B. Kalksteinmehl, zu.

Ebenso wie bei der Herstellung der kalt zu verarbeitenden Anstrichmittel erfordert auch die Auswahl der Rohstoffe für die sogenannten Heißstoffe große Erfahrung. So läßt sich z. B. nicht jedes Steinkohlenteerpech in jedem beliebigen Verhältnis mit jedem Bitumen mischen. Sind die Materialien für den Zweck nicht geeignet, so treten im Gemenge Entmischungserscheinungen auf, die für die Güte der Unterwasseranstriche nicht von Vorteil sind. Beim Zusatz von Naturasphalt muß darauf geachtet werden, daß mit ihm nicht größere Mengen in Wasser quellfähiger anorganischer Stoffe in den Anstrich gelangen, die seine Wasserbeständigkeit herabsetzen. Ein besonders interessantes Kapitel stellen die feinkörnigen, anorganischen Zusätze dar, die Füller genannt werden. Bei geeigneter Auswahl sind diese Stoffe aber keineswegs nur „Füller", die lediglich den Zweck haben, die Bindemittel zu verlängern; vielmehr lassen sich durch solche feinkörnige Zusatzstoffe ganz besondere Effekte erzielen, wenn sie in zweckentsprechenden Mengen angewendet werden. Dies sei durch einige von A. Braeutigam[4]) gegebene Beispiele erläutert.

Werden 60 Teile eines Steinkohlenweichpechs vom Erweichungspunkt 30° und einem Brechpunkt, d. h. einem Versprödungspunkt von + 7°, mit 40 Teilen Schiefermehl gemischt, so steigt der Erweichungspunkt auf 35°, während gleichzeitig der Brechpunkt auf + 1° sinkt. Die technisch wichtige Differenz zwischen Erweichungs- und Brechpunkt im Ausgangsprodukt war 23°, die im Endprodukt ist aber 34°.

Nimmt man statt Schiefermehl ein feinstgemahlenes Asbestmehl und setzt es im gleichen Verhältnis dem Weichpech zu, so steigt der Erweichungspunkt auf 62,5°, während der Brechpunkt auf + 1° sinkt. Die Differenz zwischen Erweichungs- und Brechpunkt ist hier also von 23° auf 61,5° gestiegen.

Beim Mischen von 50 Teilen des gleichen Weichpechs mit 50 Teilen des gleichen Asbestmehls steigt der Erweichungspunkt weiter auf 85,5°, während der Brechpunkt auf + 2° sinkt. Die Differenz zwischen Erweichungs- und Brechpunkt ist hier von 23° auf 83,5° gestiegen.

Setzt man 50 Teilen eines Weichpechs vom Erweichungspunkt 20° und dem Brechpunkt + 1° 25 Teile Schiefermehl auf 25 Teile feinstgemahlenem Asbest zu, so erhält man eine Mischung vom Erweichungspunkt von 68° und vom Brechpunkt ± 0°. Die Differenz zwischen Erweichungs- und Brechpunkt beträgt somit 68° gegen 19° beim reinen Steinkohlenweichpech.

Diese Beispiele beziehen sich auf die Praxis der Dachpappen-Industrie und sind nicht ohne weiteres als Rezepte auf die Industrie der hier in Frage stehenden Anstrichmittel übertragbar. Sie zeigen aber die Richtung, in der auch auf diesem Gebiete noch Fortschritte zu erwarten sind. Erwähnt sei, daß neben dem Erweichungs- und Versprödungspunkt auch die Festigkeit, insbesondere die Schlagfestigkeit, sowie andere Eigenschaften der bituminösen Stoffe durch den Zusatz geeigneter Füllstoffe bei geeigneter Korngröße und geeigneter Menge — denn die Oberflächenentwicklung der Füller spielt eine entscheidende Rolle — günstig beeinflußt werden können. Nach französischen Mitteilungen auf dem VII. Internationalen Straßenkongreß 1934 wird auch der Verdampfungsverlust von Teerprodukten bei Zusatz geeigneter Füller — durch Adsorption der Mittelöle — erniedrigt und damit ihre Neigung zur Verhärtung herabgesetzt. In Hinsicht auf die Eignung der verschiedenen Gesteinsmehle als Füller sei schließlich auf eine Arbeit von W. Geißler[5]) verwiesen, in der er die Bedeutung der Hydrophobie der Füller für die Wasserfestigkeit solcher Gemische behandelt.

Sobald auf die praktische Verwendung dieser kalt und heiß zu verarbeitenden Anstrichmittel eingegangen wird, erhebt sich sofort die Frage der Mennigegrundierung der Stahlbauteile. Während man doch sonst ganz allgemein der Ansicht ist, das ein wirksamer Rostschutz nur dann erzielt werden kann, wenn der Deckanstrich auf eine Grundierung mit basischen Bleifarben, insbesondere Mennige, aufgebracht wird, ist man auf dem hier in Frage stehenden Sondergebiete der Anstrichtechnik nicht in allen Fällen von der Notwendigkeit einer Mennigegrundierung überzeugt.

Für Bauwerksteile im Süßwasser, bei denen in der Mehrzahl der Fälle kalt zu verarbeitende Anstrichmittel auf Bitumenbasis ausreichen, neigt man in neuerer Zeit ebenfalls zu der Ansicht, daß ein einfacher, besser noch doppelter Mennigeanstrich mit daraufgebrachtem Deckanstrich den besten Rostschutz gewährt. Für Neubauten wird heute ein doppelter Mennigeanstrich fast allgemein vorgeschrieben. Hingewiesen sei aber darauf, daß dieser Mennigeanstrich immer einen wasserdichten und wasserbeständigen Deckanstrich erhalten sollte, wenn auch Fälle bekanntgeworden sind, in denen sich unter bestimmten Verhältnissen auch nackte Mennigeanstriche gehalten haben.

Die Mennigefarben müssen nun aber, besonders bei Anstrich-Erneuerungsarbeiten, bestimmte Bedingungen erfüllen. Wichtig ist zu wissen, daß bei den Unterwasseranstrichen auf die Mennigegrundierung in allen Fällen eine Bitumenlösung aufgebracht wird, und zwar auch dann, wenn ein heiß zu verarbeitendes Anstrichmittel als Deckanstrich dient. Nun ist ja bekannt, daß sich eine Mennigegrundierung eine Behandlung mit benzolhaltigem Material erst dann gefallen läßt, wenn sie gut durchgetrocknet ist. Isolierende Schichten, die zwischen die Mennigegrundierung und den Anstrich mit der Bitumenlösung gelegt werden könnten, scheiden meist schon der Kosten wegen aus. Die gute Durchtrocknung und Durchhärtung dauert aber bei den normalen Mennigefarben je nach den Witterungsverhältnissen 2 bis 6 Wochen, und solche langen Zeiträume stehen bei diesen Anstrich-Erneuerungsarbeiten nicht immer zur Verfügung. Soweit also nicht Auflösungen von Bitumen in Benzin

[4]) Jahrbuch der Vereinigten Dachpappen-Fabriken A.-G. 1931, S. 90.
[5]) Z. f. Bitumen 1934, 4. Jahrg., S. 191.

verwendet werden können, die sich gegen Mennigegrundierungen wesentlich günstiger verhalten, muß gefordert werden, daß die Mennigefarbe auch unter den häufig obwaltenden ungünstigen Witterungsverhältnissen möglichst rasch trocknet. Solche Spezialmennigefarben, die in 2 bis 3 Tagen ausreichend durchtrocknen, sind im Handel zu haben[5]). Im allgemeinen kommen nur magere Mennigegrundierungen in Betracht, die auch den Vorteil haben, matt aufzutrocknen. Auf glänzenden Grundierungen halten Bitumenanstriche erfahrungsgemäß schlecht.

Für Bauwerke im Meerwasser werden in allergrößtem Umfange Heißstoffe mit gutem Erfolg benutzt. Sie werden in Stärken von 2 bis 5 mm aufgebracht. Da aber solche Heißstoffanstriche auf dem Stahl oder einer Mennigegrundierung nicht gut haften, erfolgt immer eine ein- oder mehrmalige Vorbehandlung des Untergrundes mit Bitumenlösung. Erfolgt diese nicht, so besteht die Gefahr des Ablösens und Abrutschens der schweren Anstrichmassen. Es ist erklärlich, daß solch starke Aufstriche, wenn sie wasserdicht und wasserbeständig sind, an sich schon einen ausreichenden Korrosionsschutz für den Stahl gewähren können, zumal wenn sie auf ein an sich schon verhältnismäßig korrosionsfestes Stahlmaterial aufgetragen sind. So wird denn häufig die Mennigegrundierung für entbehrlich gehalten, und tatsächlich sind in neuerer Zeit solche Heißstoffaufstriche ohne Mennigegrundierung mit gutem Erfolg angewendet worden. Wesentlich größere Schwierigkeiten als die Grundierungsfrage bereiteten im Meerwasser die Gefahren des Seepockenanwuchses. Ein Aufstreichen gifthaltiger Schiffsbodenfarbe erwies sich auf die Dauer als wirkungslos; die Giftstoffe waren vom Wasser bald ausgelaugt, und der Seepockenanwuchs zeigte sich nach kurzer Zeit wieder. Nach Wedler[6]) sind bisher nur mit einem Material gute Erfolge erzielt worden. Dieses Mittel bildet einen harten, glasigen Schutzanstrich, welchen die Seepocken nicht zu durchbohren vermögen. Eine solche Schutzschicht wurde nach Wedler im Jahre 1927 an einem Holtenauer Schiebetor in größerem Umfange angewendet; beim Docken im Jahre 1931 war es zwar dicht mit Seepocken besetzt, aber ebenso wie der darunterliegende Heißstoffanstrich gut erhalten und nirgends von Seepocken durchbohrt.

Heißstoffanstriche sind auch für Bauwerksteile in Süßwasser angewendet worden, wenn die aggressive Natur des Wassers zu besonderen Schutzmaßnahmen zwang. Mitunter steht aber das große Gewicht dieser dicken Aufstriche ihrem Gebrauch entgegen; beträgt doch die Mehrbelastung durch den Heißstoff bei größeren Hubtoren 3 bis 3,5 t. Außerdem gehört große Erfahrung und ein sehr gut geschulter Arbeiterstamm dazu, wenn solche Heißstoffaufstriche ihren Zweck voll und möglichst lange Zeit erfüllen sollen. Auch eignet sich diese Anstrichart nicht für Bauteile, die dauernd dem Einfluß von Luft und Licht ausgesetzt sind. Abgesehen von ihrem häufig nicht sehr ansprechendem Äußeren neigen solche Anstriche unter diesen Bedingungen zum Reißen und Abblättern. In der Zone des Wasserwechsels bewähren sie sich hingegen.

Zusammenfassend ergibt sich, daß in der vergangenen Zeit schon erfreuliche Fortschritte auf dem Gebiete der Unterwasseranstriche der Stahlbauteile gemacht werden konnten, daß aber noch eine ganze Reihe zum Teil sehr wichtiger Fragen der Klärung harren. So ist es dankbar zu begrüßen, daß nun auch der Fachausschuß für Anstrichtechnik beim Verein deutscher Chemiker und Verein deutscher Ingenieure sein Interesse diesem schwierigen Sondergebiete zugewendet hat und durch tatkräftige wissenschaftliche Mitarbeit die als notwendig erkannte Weiterentwicklung fördern will.

[6]) Bautechn. 1934, 12. Jahrg., S. 233.

Verschiedenes.

Wiederaufbau des Dachstuhles auf dem Wartburg-Gasthof. In den ersten Julitagen des vergangenen Jahres wurde der Dachstuhl des Wartburg-Gasthofes ein Raub der Flammen.

Die schön gelegenen Hotelzimmer über dem Festsaal waren restlos vernichtet, zumal der ganze hölzerne Dachstuhl in kurzer Zeit in ein Nichts zerfiel.

Trotz der wasserarmen Jahreszeit gelang es, des verheerenden Elementes Herr zu werden und weitaus größeres Unglück zu verhüten; denn die Gefahr des Übergreifens des Feuers auf „die Burg" lag sehr nahe. Zum Glück waren Menschenleben nicht zu beklagen. Mitten in der Reisezeit war der Gasthofbetrieb schwer betroffen, und es mußten Mittel und Wege gefunden werden, den Betrieb des Festsaales wenigstens notdürftig weiterzuführen. Eine behelfsmäßige Abdeckung des Festsaales ermöglichte die Aufrechterhaltung des Restaurationsbetriebes im Festsaal, und es galt nun ohne irgendwelche Störung den Wiederaufbau des Dachstuhles in feuerbeständigen Konstruktionen schnellstens zu betreiben.

Außerordentlich schwierig war der Transport der etwa 50 000 kg schweren Stahlkonstruktion, da der Verkehr der Wartburgbesucher auf keinen Fall gestört werden durfte.

Durch Lastauto war der Transport nur bis zum „alten Droschkenhalteplatz", der allen Fußgängern und „Reitern" bekannt sein dürfte, möglich. Von hier aus wurden die Einzelteile durch mehrere Pferde, die nur einzeln hintereinandergespannt, die letzte, größte Steigung bewältigen konnten, geschleift.

Über den steilen Hang, um das Gebäude mußte nun der Weitertransport durch Menschenhand bewerkstelligt werden, da sonst die etwa 100 m tiefer liegende Hauptautoverkehrsstraße sehr gefährdet werden konnte.

Mit Hilfe besonderer Montageeinrichtungen wurden die Stahlkonstruktionen über die Umfassungsmauer gezogen und ohne jedes Gerüst über der provisorischen Saalabdeckung frei montiert.

Ganz besondere Sorgfalt der erhaltenen Umfassungswände war geboten, weil bis zum Rahmenauflager wertvolle Wandmalereien im Innern unbedingt geschont werden mußten.

Abb. 1.

Abb. 2.

Das Wartburgkuratorium beauftragte Herrn Prof. Bodo v. Ebhardt mit dem Wiederaufbau, der unter Leitung des Eisenacher Architekten, Herrn Hans Pienitz, BDA, nunmehr tatkräftig in Angriff genommen wurde. Man entschied sich, die Ausführung des neuen Dachstuhles in Stahl vorzunehmen und anstatt der früheren Holzdecken sogenannte Steineisendecken einzubauen.

Die Ausführung der Stahlkonstruktionen wurde der Firma Ernst Pfeffer, Gispersleben, übertragen, welche die Lösung in „mehrgeschossigen Rahmen" vorschlug, die den Beifall der Bauleitung fand.

Da inzwischen die Jahreszeit bedenklich vorrückte, galt es, den Wiederaufbau vor den zu erwartenden stürmischen Spätjahrestagen zu vollenden, denn die Baustelle ist bekanntlich von allen Seiten dem Windangriff ausgesetzt.

Bild 1 zeigt die fast fertig montierten Dachkonstruktionen, während Bild 2 die exponierte Lage des ganzen Dachstuhles wiedergibt.

Die Fertigstellung des neuen Dachstuhles erfolgte trotz der umfangreichen Vorarbeiten und schwierigen Transporte zum angesetzten Termin und ohne jeden Unfall. — Ein Bauwerk neuzeitlicher Ingenieurkunst krönt nunmehr den Wartburg-Gasthof, der für alle Zeit gegen jede Brandgefahr geschützt ist.

W. Gerstner, VDI Erfurt.

INHALT: Über die Eigenschwingungen von Fachwerken mit Massen in den Knotenpunkten. — Das Tragvermögen gedrückter Baustahlstäbe mit krummer Achse und zusätzlicher Querbelastung. — Unterwasseranstrich von Stahlbauteilen. (Schluß.) — Verschiedenes: Wiederaufbau des Dachstuhles auf dem Wartburg-Gasthof.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Schriftleitung:
Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernsprecher: C 1 Steinplatz 0011
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernsprecher: Breslau 421 61

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

8. Jahrgang | BERLIN, 29. März 1935 | Heft 7

Alle Rechte vorbehalten.

Einfluß der Querdehnung auf die Stabilität von Stahlplatten.

Von Professor Dr.-Ing. **Ferd. Schleicher**, Hannover.

Die Beulungsspannungen von Rechteckplatten (Größe $a \cdot b$, Dicke t), die in der Längsrichtung mit Druckspannungen konstanter Größe belastet sind, können für alle Arten der Auflagerung in der Form $\sigma_K = k\,\sigma_e$ dargestellt werden, analog $\tau_K = k\,\sigma_e$ für Schubbeanspruchung usw. Darin ist k ein von der Randstützung, Belastungsfall und dem Seitenverhältnis der Platte $\alpha = a/b$ abhängiger Zahlenwert. σ_e ist die Eulerspannung eines Streifens von der Knicklänge b nach der Querrichtung, nämlich

$$\sigma_e = \frac{\pi^2 E}{12\,(1-\mu^2)}\left(\frac{t}{b}\right)^2 = A\left(\frac{t}{b}\right)^2. \tag{1}$$

Diese Eulerspannung hängt von der Querzahl μ ab. Für Baustahl ergeben sich mit $E = 2100$ t/cm² die folgenden Werte:

Tabelle 1.

Querzahl μ =	0,25	0,3	0,5
$A = (b/t)^2\,\sigma_e$ =	1842	1898	2303 in t/cm²
Verhältnis	0,971	1	1,213.

Der Einfluß der Querzahl μ ist also nicht unbeträchtlich. Es ist allerdings schwer, über die tatsächliche Größe von σ_e eine ganz bestimmte Aussage zu machen, da E und μ in gewissen Grenzen schwanken und sich für Baustahl auch etwas mit der Höhe der Spannung verändern. Die Mittelwerte $E = 2100$ t/cm² und $\mu = 0{,}3$ dürften in der Regel für Spannungen unter der Proportionalitätsgrenze am besten zutreffen.

Der Wert $\mu = 0{,}3$ wird in neuerer Zeit für Baustahl fast allgemein bei den Rechnungen benutzt, daneben ist aber auch, vor allem in älteren Arbeiten, oft $\mu = 0{,}25$ zu finden. $\mu = 0{,}5$ entspricht dem Grenzwert der Formänderung ohne Raumänderung, z. B. im plastischen Bereich von dehnbarem Baustahl.

Da der Einfluß der Querzahl μ auf die Beulung von Platten meines Wissens noch nicht näher betrachtet wurde, dürften nachstehende Bemerkungen interessieren.

In der bekannten Differentialgleichung für die Beulung von ebenen Platten[1]) kommt die Querzahl μ außer in der Plattensteifigkeit $D = E\,t^3/12\,(1-\mu^2)$ bzw. in σ_e nicht vor, und zwar auch nicht bei Belastung durch Schubspannungen oder gleichzeitiger Wirkung von Schub- und Normalspannungen. Aus diesem Grunde sind die Zahlen k von μ unabhängig, solange die Randbedingungen nicht von μ abhängen. k hängt somit für alle kritischen Spannungszustände nur von $\alpha = a/b$ ab, nicht aber von μ, wenn die Rechteckplatte an allen vier Rändern gelenkig gelagert oder eingespannt ist.

Für das Beispiel des unendlich langen Plattenstreifens ($\alpha \to \infty$) sind die Zahlen k und die zugehörigen kritischen Spannungen σ_K unter gleichmäßigem Druck (in t/cm²) bzw. unter reinem Schub für einige Werte der Querzahl μ in der nebenstehenden Tabelle 2 zusammengestellt.

Solange die Durchbiegung w überall längs eines Randes Null ist, verschwindet die mit μ behaftete Ableitung von w längs des Randes. Folglich ist die Knickbedingung wie bei obigen Beispielen (für gelenkig gelagerte und starr eingespannte Ränder) von μ unabhängig. Wenn dagegen ein Rand ganz oder teilweise frei ist, ist dem nicht mehr so. Dann ist μ sowohl in den Bedingungen für das Verschwinden des Einspannungsmomentes wie der Querkraft enthalten, und damit auch in der transzendenten Knickbedingung. Die Wurzeln der Knickbedingung und folglich auch die Koeffizienten k sind dann mit der Querzahl μ veränderlich.

Ein Beispiel dafür ist die Rechteckplatte unter gleichmäßigem Druck mit einem freien Längsrand und zwei gelenkig gestützten Querrändern.

[1]) F. Schleicher, Stabilitätsprobleme vollwandiger Stahltragwerke. Bauing. 15, 1934, S. 505.

Tabelle 2.

Plattenstreifen $\alpha = \infty$		Beide Längsränder gelenkig gelagert			Beide Längsränder eingespannt		
	μ	0,25	0,3	0,5	0,25	0,3	0,5
Gleichmäßiger Druck	k	4,00	4,00	4,00	7,00	7,00	7,00
	$\left(\frac{b}{t}\right)^2\sigma_K$	7368	7592	9212	12894	13286	16121
Reiner Schub	k	5,36	5,36	5,36	8,99	8,99	8,99
	$\left(\frac{b}{t}\right)^2\tau_K$	9873	10173	12344	16560	17063	20704

Den Fall, daß die zweite Längsseite eingespannt ist, hat Reißner[2]) untersucht. Reißner setzt für die Auswertung der transzendenten Beulbedingung, abgesehen von einer kleinen Abrundung, $\mu = 0{,}3$ ein. Timoschenko[3]) untersuchte die Fälle, daß die dem freien Rand parallele vierte Seite gelenkig gestützt oder starr eingespannt ist.

Um den Einfluß der Querzahl μ auf die Knickspannungen auch in diesen Fällen zu untersuchen, wurden die Wurzeln der beiden transzendenten Knickbedingungen von Timoschenko[4]) für einige Seitenverhältnisse α neu berechnet[5]). Die betreffenden Werte k und die zugehörigen Knickspannungen σ_K sind in nachstehenden Tabellen zusammengestellt.

Tabelle 3 und 4.

μ	0,25		0,3		0,5	
α	k	$\left(\frac{b}{t}\right)^2\sigma_K$	k	$\left(\frac{b}{t}\right)^2\sigma_K$	k	$\left(\frac{b}{t}\right)^2\sigma_K$
Ein Längsrand frei aufliegend, der zweite ganz frei.						
1	1,434	2641	1,402	2661	1,213	2794
2	0,698	1286	0,668	1268	0,529	1218
5	0,494	910	0,464	881	0,340	783
∞	0,456	840	0,426	809	0,304	701
Ein Längsrand starr eingespannt, der zweite ganz frei.						
1	1,698	3128	1,651	3134	1,404	3233
2	1,386	2553	1,337	2538	1,112	2561
5	1,330	2450	1,281	2431	1,056	2432
∞	1,329	2448	1,280	2429	1,054	2427
	—	t/cm²	—	t/cm²	—	t/cm²

Die zu den kleinsten Beulspannungen gehörigen Beulenlängen ergaben sich beim Plattenstreifen $\alpha = \infty$ mit eingespanntem Längsrand für alle drei Werte μ fast genau gleich groß zu $\lambda = \alpha/m = $ rd. 1,63.

Timoschenko[4]) gibt für die gleichen Seitenverhältnisse α die folgenden Werte k:

	$\alpha =$ 1	2	5	∞
gelenkig gestützt:	$k = 1{,}440$	0,698	0,506	0,456 bzw.
eingespannt:	$k = 1{,}70$	1,38	1,33	1,33.

[2]) H. Reißner, Über die Knickbedingung ebener Bleche. Ztrlbl. d. Bauv. 29, 1909, S. 93.

[3]) S. Timoschenko, Einige Stabilitätsprobleme der Elastizitätstheorie. Z. Math. u. Physik 58, 1910, S. 337.

[4]) S. Timoschenko, Stabilitätsprobleme der Elastizität. Hdb. d. phys. u. techn. Mechanik., Bd. IV, 1. Hälfte. Leipzig 1931. S. 131 u. f.

[5]) Die Wurzeln sind von meinem Assistenten Herrn Dipl.-Ing. Nölke ermittelt.

Man erkennt daraus, daß die Knickspannungen Timoschenkos für diese beiden Belastungsfälle mit der Querzahl $\mu = 0{,}25$ berechnet sind. In späteren Arbeiten rechnet Timoschenko allerdings teilweise auch mit $\mu = 0{,}3$.

Mit den gleichen Belastungsfällen beschäftigt sich auch ein vor kurzem erschienener Aufsatz von Hartmann[6]). Darin wird eine Querzahl $\mu = 0{,}3$ zugrunde gelegt. Gl. (1) von Hartmann für gelenkig gelagerten Rand ergibt Werte, die mit denen obiger Tabelle fast vollkommen übereinstimmen, nämlich

$\alpha =$	1	2	5	∞
$k =$	1,406	0,670	0,463	0,425.

Für eingespannten Rand gibt Hartmann den Kleinstwert $k = 1{,}280$.

Gl. (1) von Hartmann lautet in unseren Bezeichnungen

$$k = 0{,}425 + \frac{0{,}981}{\alpha^2}, \quad (\mu = 0{,}3). \tag{2}$$

Sie kann nach obigem Vergleich ohne weiteres für alle Seitenverhältnisse $\alpha \geqq 1$ Verwendung finden. Diese angenäherte Gleichung geht wie eine ähnliche von Bleich[7]) (ebenfalls für $\mu = 0{,}3$) auf die allgemein gültige Gleichung von Timoschenko[8]) zurück, welche zugleich die Abhängigkeit von der Querzahl μ berücksichtigt. Die betreffende, in guter Annäherung gültige Gleichung von Timoschenko lautet in unseren Bezeichnungen

$$k = \frac{1}{\alpha^2} + \frac{6}{\pi^2}(1 - \mu). \tag{3}$$

Die Unterschiede zwischen den Knickspannungen nach Timoschenko und denen nach Hartmann sind also lediglich durch die verschiedenen Annahmen über die Querdehnung μ begründet. Hartmann hat dies übersehen und deshalb den irrtümlichen Schluß gezogen, daß Timoschenkos Auswertung der transzendenten Knickbedingungen fehlerhaft sei. Das ist jedoch, wie aus obigem hervorgeht, nicht der Fall.

Hinsichtlich des unendlich langen Plattenstreifens ist noch eine Bemerkung notwendig.

Die obenerwähnte genaue transzendente Knickbedingung für Streifen mit gelenkig gestütztem Rand versagt in dem Grenzfall $\alpha \to \infty$. Der Grenzwert der Knickspannung kann jedoch aus den Untersuchungen von Timoschenko[9]) entnommen werden.

Der Wert k für den unendlich langen Plattenstreifen nach Timoschenko stimmt mit dem überein, den man durch Grenzübergang aus der Arbeit von Wagner erhält[10]).

Man sieht leicht ein, daß das von Wagner untersuchte „Wegdrehen" eines Druckstabes mit dem hier betrachteten Fall der Instabilität eines Plattenstreifens mit einem freien und einem gelenkig gestützten Längsrand übereinstimmt.

Ist ein Rand auf die ganze Länge gelenkig gestützt, so erfolgt die Drehung beim Ausbeulen nicht um den Schubmittelpunkt, sondern um die gestützte Achse. (Schubmittelpunkt und Drehachse fallen genau zusammen z. B. beim symmetrischen Kreuzquerschnitt oder beim Rechteckstreifen, der in der Schwerachse gelagert ist.)

[6]) F. Hartmann, Die Berechnung von T-Gurten auf Ausbeulung. Stahlbau 7, 1934, S. 105.

[7]) F. Bleich, Theorie und Berechnung der eisernen Brücken. Berlin 1924, S. 230.

[8]) S. Timoschenko, Sur la stabilité des systèmes élastiques. Extrait des Annales des Ponts et Chaussées. Paris 1913. S. 159.

[9]) S. Timoschenko, Einige Stabilitätsprobleme der Elastizitätstheorie. Z. Math. u. Physik 58, 1910, S. 349.

[10]) H. Wagner, Verdrehung und Knickung von offenen Profilen. Festschrift: Fünfundzwanzig Jahre Technische Hochschule Danzig. Danzig 1929. S. 329.

Wir beschränken uns auf die Betrachtung des unendlich langen Plattenstreifens. In diesem Grenzfalle verschwinden die zusätzlichen Normalspannungen, und es wird Gl. (7) von Wagner

$$F i_{SP}^2 = \int r^2 \, dF$$

gleich dem polaren Trägheitsmoment des Querschnitts bezüglich der Drehachse. Die Beulenlänge wird unendlich groß, und die kritische Druckspannung folgt aus Gl. (9) von Wagner zu ($G J_T$ = Torsionssteifigkeit)

$$\sigma_k = \frac{G J_T}{F i_{SP}^2}.$$

Insbesondere für den schmalen Rechteckquerschnitt $b \gg t$ gilt angenähert $J_T = b t^3/3$, und wenn der Stab in der Mitte der einen Querseite b gelagert ist

$$\int r^2 \, dF = \frac{t b^3}{3}\left[1 + \frac{1}{4}\left(\frac{t}{b}\right)^2\right] \approx \frac{b^2}{t^2} J_T.$$

Für die Beulspannung ergibt sich daraus mit genügender Genauigkeit der einfache Ausdruck

$$\sigma_k = \left(\frac{t}{b}\right)^2 G. \tag{4}$$

Beim Vergleich mit der üblichen Form der Gleichung für die Beulspannung $\sigma_k = k \sigma_e$ erhält man mit $G = E/2(1 + \mu)$ allgemein den Wert

$$k = \frac{6(1 - \mu)}{\pi^2}, \tag{5}$$

d. i. genau der Wert nach Gl. (3), wenn $\alpha \to \infty$ geht. Die betreffenden Zahlen k sind für einige Werte μ in Tabelle 3 eingeschrieben.

Es würde hier zu weit führen, aus der Arbeit von Wagner noch weitere Vergleiche zu entnehmen. Es sei nur noch darauf hingewiesen, daß die Knickspannungen bei endlicher Plattenlänge erhöht werden, wenn die freie Querschnittswölbung an den Enden verhindert wird.

Zusammenfassend kann man feststellen: In allen Fällen, in denen die Randbedingungen nicht von μ abhängen, unterscheiden sich die Knickspannungen für $\mu = 0{,}25$ bzw. 0,3 nur um rd. 3%. Ist dagegen eine Seite der Rechteckplatte frei, so ergeben sich z. B. nach Tabelle 3 größere Unterschiede in den Zahlen k. Da sich jedoch die Einflüsse von μ in k und σ_e teilweise aufheben, betragen die Unterschiede in den Knickspannungen in Tabelle 3 nur bis zu 4%, in Tabelle 4 sogar weniger als 0,5%. Größer werden die Unterschiede, wenn man auch die Werte $\mu = 0{,}5$ zum Vergleich heranzieht.

Eine allgemein gültige Feststellung läßt sich nicht treffen, da der Einfluß der Querzahl in erster Linie vom Belastungsfall abhängt.

In dem Schrifttum über die Stabilität von Rechteckplatten werden die verschiedensten Werte μ und E zugrunde gelegt, ohne daß diese Grundlagen immer ausdrücklich angegeben sind. So findet man z. B. für die Querzahl $\mu = 0{,}25$, 0,3, 0,316 und für den Elastizitätsmodul die Werte $E = 2000$, 2100, 2150 und 2200 t/cm².

Die Übersicht ist weiter dadurch erschwert, daß dieselben Autoren oft mit verschiedenen Annahmen rechnen. Bei dieser Sachlage ist bei Benutzung der Literatur zur Vorsicht zu raten. Die vorstehenden Bemerkungen sollen zur Klärung der unübersichtlich gewordenen Verhältnisse dienen.

Für die praktische Stabilitätsuntersuchung von Stahlbauwerken sei der Einheitlichkeit wegen empfohlen, $\mu = 0{,}3$ und $E = 2100$ t/cm² zu benutzen, und davon nur abzuweichen, wenn ganz besondere Verhältnisse dies fordern. Der Wert $\mu = 0{,}3$ für die Querzahl ist vorläufig auch für die Beulung im plastischen Bereich zu empfehlen. Eine genauere Untersuchung des Einflusses der Querdehnung auf die Beulung bei Spannungen über der Elastizitätsgrenze fehlt noch.

Belastungs-Dehnungs-Messungen an I-Trägern mit und ohne Aussteifung.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. **Hans Bühler** und Dr.-Ing. **Herbert Buchholtz**, Dortmund.
(Mitteilung aus dem Forschungsinstitut der Vereinigte Stahlwerke A.-G., Dortmund.)

Die für die Berechnung der Spannungen in Biegeträgern übliche Formel setzt voraus, daß sich die Kräfte über den Flansch eines I-Trägers in seiner Querschnittsebene gleichmäßig verteilen und daß insbesondere durch Einbau von Aussteifungen unter den Lastangriffspunkten keine Störung des Kräfteverlaufes eintritt. Nun ist durch Dehnungsmessungen beanspruchter Balken mit verschiedenartigen Querschnitten bereits der Nachweis geliefert, daß die für die üblichen Berechnungsformeln angenommene einachsige Spannungsverteilung in größeren Querschnitten auch im elastischen Bereich nicht mehr vorliegt. Für die übliche Querschnittsberechnung nach statischen Gesichtspunkten kann diese Abweichung von der einachsigen Spannungsverteilung unbedenklich vernachlässigt werden, da einerseits die statische Tragfähigkeit der Baustähle St 37 und St 52 im mehrachsigen Spannungszustand bei der hier vorliegenden Behinderung der Querzusammenziehung erhöht ist, andererseits auch Spannungsspitzen, die z. B. durch Behinderung der Querzusammenziehung entstehen, bei vorwiegend ruhender Beanspruchung durch örtliches Fließen ohne Schädigung abgebaut werden. Bei dynamisch beanspruchten Teilen spielt dagegen die Kenntnis des Spannungsverlaufes, insbesondere die der örtlichen Spannungsspitzen, in den höchstbeanspruchten Zugzonen eine wichtige Rolle, da der Abbau bei wechselnden Beanspruchungen nicht oder nur in sehr geringem Umfang möglich ist. Diese Spannungsspitzen stellen daher bei entsprechend großer Schwingungsweite und Lastwechselzahl früher oder später den Ausgangspunkt für den Dauerbruch dar. Nun verlangt allerdings eine genaue Ermittlung der Spannungsspitzen die Verwendung von Dehnungsmessern mit sehr kleiner Meßlänge; schon bei nur 20 mm Meßlänge gelingt es z. B. nicht mehr, die durch den Auslauf

einer Schweißnaht — den „Einbrandgraben" — bedingte örtliche Spannungsspitze genau zu erfassen. Die im vorliegenden Bericht mitgeteilten Dehnungsmessungen, die bei einer Meßlänge von 20 mm vorgenommen wurden, geben daher nur ein Übersichtsbild über den mehr makroskopischen Kräftefluß in verschiedenartig ausgebildeten Walz- und Schweißträgern.

Veranlaßt wurden die Untersuchungen durch Spannungsmessungen an einem auf Biegung beanspruchten 250 mm hohen geschweißten I-Blechträger aus Union-Baustahl St 52; diesem war zu entnehmen, daß in der Umgebung der eingeschweißten Aussteifungen im Flansch eine Behinderung der Querzusammenziehung und infolgedessen zusätzliche Querspannungen entstehen, die, wie zunächst angenommen wurde, das Verhalten des Trägers bei Schwingungsbeanspruchungen ungünstig beeinflussen konnten. Die rechnerisch ermittelten Längsspannungen erfuhren an der Unterseite des Flansches eine Erhöhung von etwa 30%, während an der Oberseite des Flansches an dieser Stelle ein Spannungsabfall beobachtet wurde. Auf Grund der Beobachtungen mußte angenommen werden, daß die Abweichungen der Spannungsverteilung von der Rechnung nicht eine Folge des Schweißvorganges, sondern eine Wirkung der Versteifung unter den Lastangriffspunkten, also ein Einfluß der Form sei. Ziel der vorliegenden Untersuchung war in erster Linie die Nachprüfung dieser Annahme. Zu diesem Zweck wurde das Verhalten von Walzträgern einmal mit nur eingepaßter, zum anderen mit vollständig eingeschweißter Aussteifung sowie das Verhalten des geschweißten Nasenträgers der Dortmunder Union Brückenbau-A.-G., Dortmund, im Vergleich zu normalen, aus glattem Universalstahl geschweißten Blechträgern bei statischer Biegebeanspruchung geprüft.

An der Unterseite des Flansches wurden in der Längs- und Querrichtung unterhalb des Steges sowie etwa 20 mm vom Rand entfernt die Verformungen gemessen, aus denen dann die Spannungen errechnet wurden. In der Längsrichtung wurden außerdem noch zwischen Mitte und Rand in einer Ebene, die als „Mittelfaser" bezeichnet ist, Messungen ausgeführt. Soweit möglich, wurde auch an der Oberseite des Flansches in der Längsrichtung an den entsprechenden Stellen gemessen. Gemessen wurde nur an der Zugseite des Trägers. Als Meßgerät diente der bekannte Huggenberger-Dehnungsmesser; er gestattet Längenänderungen bei einer Meßlänge von 20 mm mit einer Genauigkeit von ± 0,000 08 mm zu messen[1]).

Da bei Belastung versteifter Träger in der Umgebung der Versteifungsrippe die lineare Verformung, wie sie die bekannte Biegegleichung voraussetzt, behindert ist, so entsteht hier an der Trägeroberfläche ein ebener Spannungszustand. Durch Bestimmung der Dehnungen in der Längs- und Querrichtung in irgendeinem Punkt lassen sich die Spannungen wie folgt berechnen:

$$\sigma_L = \frac{E}{m - 1/m}\,(\varepsilon_q + m\,\varepsilon_L);$$

$$\sigma_q = \frac{E}{m - 1/m}\,(\varepsilon_L + m\,\varepsilon_q).$$

In diesen Gleichungen ist ε_L die Dehnung in der Längsrichtung, ε_q die in der Querrichtung; σ_L ist die Spannung in der Längs-, σ_q die in der Querrichtung; E ist der Elastizitätsmodul und m die Poissonsche Zahl, die mit 10/3 angenommen wurde.

Bei der vorliegenden Meß- und Ablesegenauigkeit ergibt sich für die gemessenen Spannungen eine Genauigkeit von ungefähr ± 0,2 kg/mm².

Bild 1 gibt Form und Abmessungen des untersuchten unversteiften Breitflanschträgers I 22 aus St 37 sowie die Lage der Meßstellen wieder. Der Träger, dessen Widerstandsmoment W_x 732 cm³ betrug, wurde als Biegeträger auf zwei Stützen mit zwei gleichmäßig verteilten Einzellasten

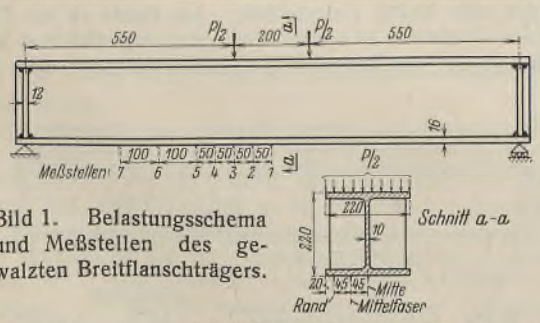


Bild 1. Belastungsschema und Meßstellen des gewalzten Breitflanschträgers.

bei Gesamtbelastungen von 15 000, 30 000 und 45 000 kg geprüft. In Bild 2 ist der Verlauf der aus den gemessenen Formänderungen sich ergebenden Spannungen für die Meßstellen 1 bis 7 bei einer Belastung von 45 000 kg und die aus dem jeweiligen Biege- und dem Widerstandsmoment des Trägerprofils ermittelten — rechnerischen — Spannungen wiedergegeben. In der Mitte der Flanschunterseite, also unter dem Steg (Bild 2a) liegen die Spannungen in der Umgebung der Belastungsstellen fast durchweg über den rechnerischen Werten; bei den Meßstellen 1 bis 3 beträgt bei allen Belastungsstufen die Erhöhung etwa 20%, sie wird dann — nach dem Ende des Trägers zu — geringer, in Meßstelle 7 stimmen festgestellte und berechnete Spannung praktisch überein. Die gemessenen Quer-

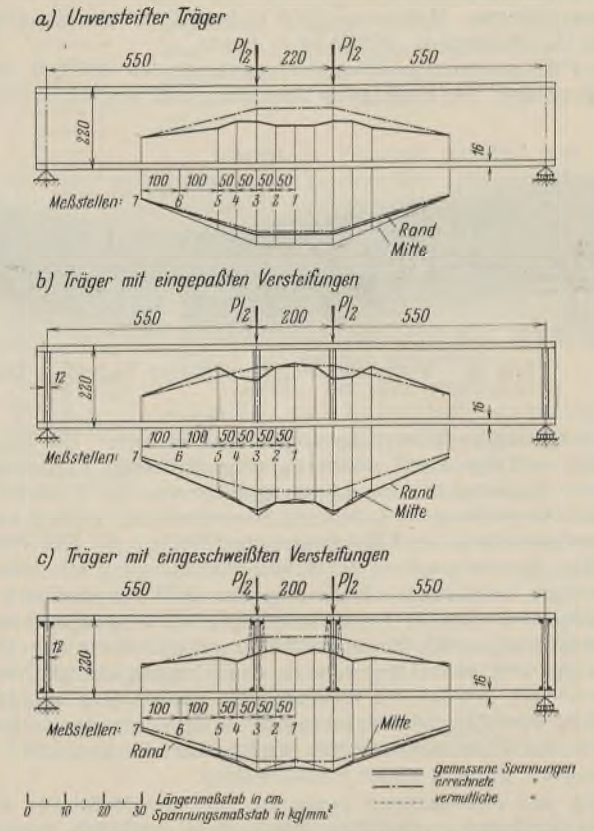


Bild 2. Spannungsverteilung in Breitflanschträgern mit und ohne Aussteifung bei einer Gesamtbelastung von 45 000 kg.

spannungen waren äußerst gering. Am Rande der Flanschunterseite deckte sich der Verlauf der gemessenen praktisch mit dem der rechnerischen Spannungen. Auch hier waren die Querspannungen äußerst gering.

Am Rande der Oberseite des Flansches liegen die gemessenen Spannungen fast durchweg unter den rechnerischen. Die Längsspannungen steigen vom Meßpunkt 7 bis etwa zum Lastangriffspunkt — Meßstelle 3 — stetig an und werden dann nach Meßpunkt 1 unwesentlich kleiner. Die gemessenen Spannungen liegen an den Meßstellen 1 bis 3 etwa 35% unter den rechnerischen Werten.

In dem gleichen Breitflanschträger wurden nun die in Bild 2b eingezeichneten Rippen eingesetzt, und zwar einmal nur eingepaßt, zum anderen eingepaßt und vollständig eingeschweißt. Die eingepaßten Rippen wurden lediglich am Druckgurt und an der oberen Hälfte des Steges angeheftet, am Zuggurt wurde nicht geschweißt.

Um einen ungefähren Anhalt über die Größe der Spannung am Rande der Flanschoberseite in Meßpunkt 3 zu erhalten, wurde an der Seitenkante des unteren Flansches kurz neben dem Rippenansatz die Dehnung gemessen und hieraus die Spannung unter Annahme eines einachsigen Spannungszustandes errechnet.

Bild 2b läßt erkennen, daß eine eingepaßte Aussteifungsrippe grundsätzlich die gleiche Wirkung hat wie eine vollständig eingeschweißte, worüber eingangs kurz berichtet wurde. In der Mitte und am Rande der Unterseite des Flansches entstehen an der Meßstelle 3 — also an der Stelle der eingesetzten Rippen — ausgeprägte Spannungsspitzen, deren Werte etwa 35% über den rechnerischen liegen.

Am Rande der Flanschoberseite ergab sich an der Rippe ein Spannungsminimum; die gemessenen Spannungen lagen etwa 25% unter den rechnerischen. In der Umgebung der Meßstelle 5 wurde ein weiteres Spannungsmaximum mit einer Erhöhung um etwa 20% festgestellt. Die den Kräftefluß beeinträchtigende Wirkung der Aussteifungsbleche ist also noch mindestens 100 mm außerhalb der Lastpunkte zu beobachten.

Die Ergebnisse für den Träger mit vollständig eingeschweißter Aussteifung sind in Bild 2c wiedergegeben. Die Kurven zeigen bei diesem Träger grundsätzlich den gleichen Verlauf wie bei dem mit eingepaßter Versteifung, unterscheiden sich jedoch von diesem durch ihre Höhe. Ein Vergleich der Ergebnisse zeigt, daß der Kräftefluß im Träger mit vollständig eingeschweißter Versteifung sich mehr dem rechnerischen nähert als im Träger mit nur eingepaßter Rippe. An der Flanschunterseite

[1]) Weitere Einzelheiten vgl. H. Bühler und H. Buchholtz, Mitt. a. d. Forsch.-Inst. d. Ver. Stahlwerke A.-G., Dortmund, 4, 1934, S. 189 bis 196.

liegen in der Mitte und am Rande die Spannungen am Lastangriffspunkt beim Träger mit eingeschweißter Rippe etwa 20%, beim Träger mit eingepaßter Rippe 35% über dem rechnerischen Wert. An der Flanschoberseite bleiben bei dem Träger mit eingeschweißter Rippe die Werte durchweg unter den rechnerischen. Die Messungen an den mit „Mittelfaser" bezeichneten Meßstellen (Bild 1) bestätigen für alle Träger das Ergebnis der Meßstellen „Mitte" und „Rand".

Die Prüfergebnisse könnten nun zunächst den Anschein erwecken, als ob der Träger mit eingepaßter Versteifung sich gegenüber dem Träger

Bild 3a. Versteifter Nasenprofilträger nach dem Dauerversuch.

mit eingeschweißter Versteifung ungünstiger verhalte. Bei Dauerbiegeversuchen an Trägern mit vollständig eingeschweißter Versteifung nahm jedoch der Dauerbruch seinen Ausgang nicht von der Flanschunterseite mit seiner um mehr als 35% höheren Beanspruchung, sondern vom Übergang der Quernaht an der Flanschoberseite (Bild 3a u. b). Die örtlich engbegrenzten Spannungsspitzen am Schweißnahtübergang mit seinem mehr oder weniger ausgeprägten Einbrandgraben (Bild 2c) sind also für den Eintritt des Dauerbruches bei entsprechender Schwingungsbeanspruchung sehr viel wirksamer. Ein Nasenprofilträger mit vollständig eingeschweißter Aussteifung wies beim Dauerversuch eine Ursprungsfestigkeit von etwa 18 kg/mm² auf; wurden die Aussteifungen nur am Steg und am Druckgurt, nicht aber Zuggurt festgeschweißt, so ergab sich[2]) eine Ursprungsfestigkeit von 23 kg/mm². Daraus ergibt sich die Richtlinie, die Aussteifungen am Zuggurt nicht anzuschweißen.

Form und Abmessungen sowie die Lage der Meßstellen des schon eingangs erwähnten geschweißten Blechträgers aus Union-Baustahl St 52,

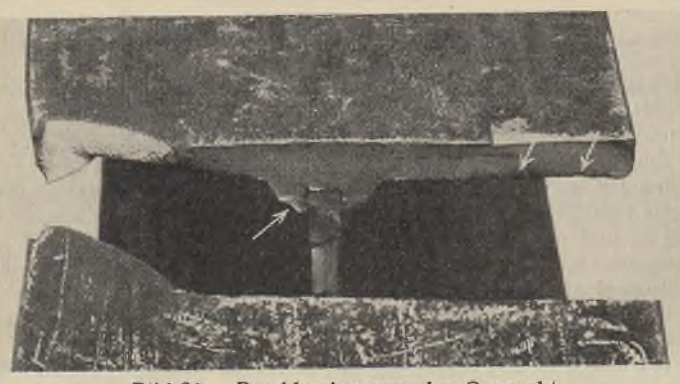


Bild 3b. Bruchbeginn von der Quernaht.

dessen Widerstandsmoment W_x 569,4 cm³ betrug, sind in Bild 4 wiedergegeben. Die Aussteifungsbleche waren vollständig eingeschweißt. Die Messungen wurden bei den Laststufen 8000, 17000, 25000 und 35000 kg ausgeführt.

Bild 5 gibt ein zusammenfassendes Bild der am geschweißten Blechträger festgestellten Spannungen bei einer Belastung von 35000 kg. In der oberen Hälfte des Bildes sind auf der rechten Seite die Längsspannungen an der Ober- und Unterseite des Flansches eingetragen. Die linke Seite gibt einen Einblick in den Verlauf der Spannungen in der Querrichtung am Rande des Flansches, während die untere Hälfte einen Einblick in den Verlauf der Spannungen in der Querrichtung an der Unterseite des Flansches gibt. Das Bild zeigt deutlich die Wirkung der Versteifung auf die bei der Belastung entstehenden Längsspannungen, eine Herabsetzung an der Oberseite und ein ausgeprägtes Maximum an der Unterseite des Zuggurtes. Die Spannungen sind naturgemäß an der Unterseite größer als an der Oberseite. An der Unterseite sind die Spannungen am Rande größer als in der Mitte.

Die Messungen an der Seitenkante des oberen Flansches kurz unter dem Rippenansatz sind in Meßpunkt 3 eingetragen und bestätigten, daß das Spannungsminimum am Rande der Flanschoberseite am Rippenansatz — Meßstelle 3 — liegt. Die für die höchste Belastung errechnete

[2]) E. H. Schulz und H. Buchholtz, St. u. E. 53 (1933), S. 545 bis 553.

Spannung zeigt, daß der versuchsmäßig ermittelte Wert unter der Versteifung ungefähr 60% unter den rechnerischen Spannungswerten liegt.

Die durch die Versteifung hervorgerufenen Spannungen in der Querrichtung sind auf der Unterseite unter der Rippe am größten. Die Entlastung der Oberseite des Flansches durch die Versteifungsrippe äußert sich hier durch eine Umkehr der zu erwartenden Zugspannungen in Druckspannungen, die naturgemäß unter der Versteifung ihren Höchstwert

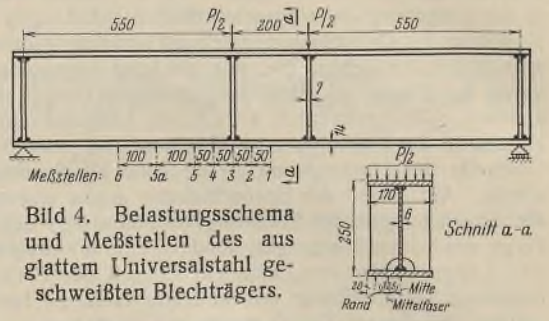


Bild 4. Belastungsschema und Meßstellen des aus glattem Universalstahl geschweißten Blechträgers.

erreichen. Unter dem Stehblech treten an der Flanschunterseite in der Querrichtung Druckspannungen auf, am Rande werden Zugspannungen beobachtet. In gewisser Entfernung von der Versteifungsrippe verschwinden die Querspannungen unter dem Steg, der ebene Spannungszustand geht hier in den vornehmlich einachsigen über.

Auch in dem aus glattem Universalstahl geschweißten Blechträger stimmen also die rechnerisch ermittelten Spannungen nicht mit den tatsächlich vorhandenen überein. Die Wirkung der Aussteifung ist praktisch gleich der in Walzträgern.

Abmessungen und Meßstellen des geschweißten Nasenprofilträgers aus Union-Baustahl St 52 mit vollständig eingeschweißten Aussteifungsrippen, dessen Widerstandsmoment W_x 623 cm³ betrug, zeigt Bild 6. Die für den Rand der Flanschunterseite errechneten und gemessenen Spannungen bei einer Gesamtbelastung von 60 000, 40 000 und 20 000 kg

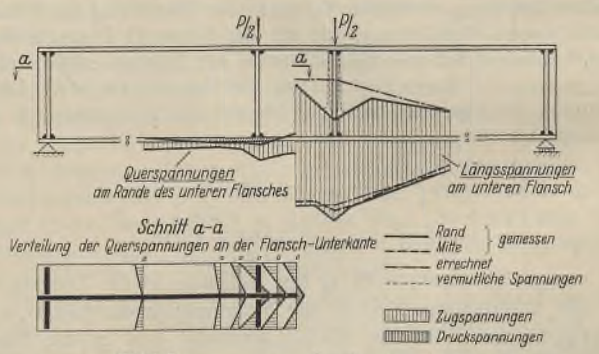


Bild 5. Spannungsverteilung in dem aus glattem Universalstahl geschweißten Blechträger bei 35 000 kg Gesamtbelastung.

gibt Bild 7 wieder. Zwischen den gemessenen und errechneten Spannungen bestehen nur sehr kleine Unterschiede. Am Rande an der Flanschoberseite tritt an Meßstelle 3 wieder ein Spannungsminimum auf (Bild 8); bei der Höchstbelastung liegt der gemessene Wert hier etwa 50% unter

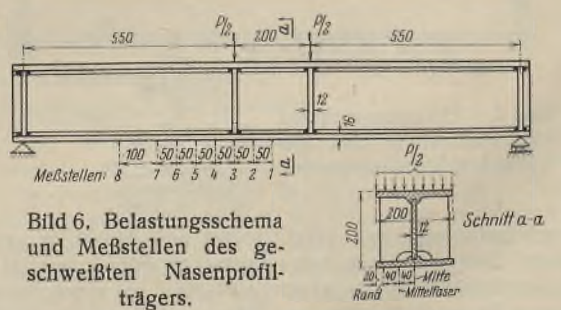


Bild 6. Belastungsschema und Meßstellen des geschweißten Nasenprofilträgers.

dem errechneten. Durch die Aussteifung entsteht ferner auch hier an der Flanschoberseite in der Nähe des Meßpunktes 5 eine Spannungsspitze, ohne daß aber die gemessene Spannung die rechnerische erreicht. Im Nasenprofilträger wirkt sich also die Versteifung nicht so ungünstig aus wie bei den übrigen untersuchten Trägern.

Zusammenfassung.

Dehnungsmessungen an einem gewalzten Breitflanschträger unter Belastung auf zwei Stützen ohne Aussteifung ergaben an der Unterseite des Flansches unter dem Steg um etwa 20% höhere Spannungen, als der Rechnung zu entnehmen ist. An der Oberseite des Flansches lagen die Meßwerte unter den errechneten Spannungen.

Der ausgesteifte Träger wies in der Umgebung der Aussteifungen eine Störung des Kräfteverlaufes, und zwar an der Flanschunterseite eine ausgeprägte Spannungsspitze, an der Flanschoberseite ein Spannungsminimum auf. Außerhalb der Versteifung trat an der Flanschoberseite eine Spannungsspitze auf, deren Höchstwert unter gewissen Umständen den rechnerischen Wert übertraf.

Die Wirkung der Aussteifung ließ sich bei gewalzten Trägern sowohl mit eingepaßter als auch mit vollständig eingeschweißter Aussteifung nachweisen. Die Spannungsspitzen lagen bei diesen Trägern 20 bis 35% über dem rechnerischen Wert.

Wesentlich günstiger verhielt sich bei Belastung ein geschweißter Nasenprofilträger mit vollständig eingeschweißten Aussteifungen. Obwohl die Spannungsverteilung auch hier die Einflüsse der Versteifung erkennen ließ, überschritten die gemessenen Spannungen kaum die rechnerischen. Durch die besondere Form des Flansches beim Nasenprofilträger wird eine ausgeprägte Ausbildung von Spitzen verhindert.

Trotzdem bei der vorliegenden Versuchsanordnung der Träger mit vollständig eingeschweißten Aussteifungen einen günstigeren Kräftefluß aufwies als der Träger mit nur eingepaßter Aussteifung, wurde im Dauerversuch bei einem Nasenprofilträger mit eingepaßten Aussteifungen eine um 5 kg/mm² (25%) höhere Ursprungsfestigkeit als bei einem solchen mit eingeschweißter Aussteifung ermittelt. Die örtlich engbegrenzten Spannungsspitzen am Übergang einer Quernaht im Zuggurt sind also für den Eintritt des Dauerbruches wirksamer als die durch Dehnungsmessungen ermittelten mehr makroskopischen Störungen des Kräfteflusses.

Es gilt daher die durch Versuche und praktische Erfahrungen gerechtfertigte Richtlinie, Aussteifungen am Zuggurt nicht anzuschweißen.

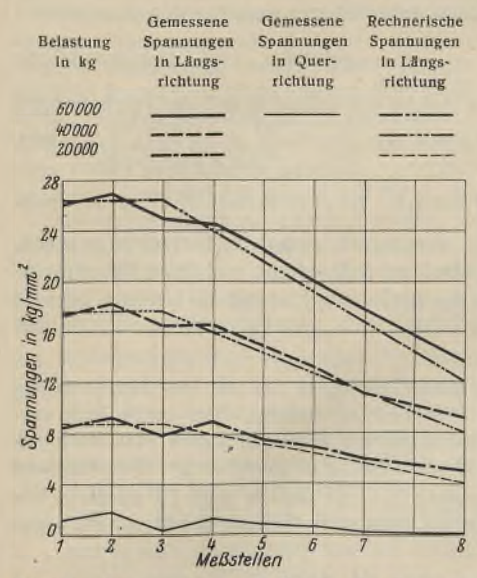


Bild 7. Spannungen am Rande der Flanschunterseite des geschweißten Nasenprofilträgers.

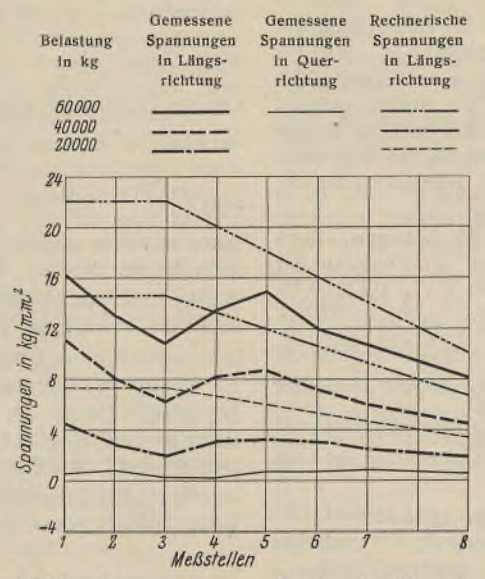


Bild 8. Spannungen am Rande der Flanschoberseite des geschweißten Nasenprofilträgers.

Das Tragvermögen gedrückter Baustahlstäbe mit krummer Achse und zusätzlicher Querbelastung.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. Dr.-Ing. **E. Chwalla**, Brünn.

(Schluß aus Heft 6.)

Ist der Verlauf der Querbelastung oder der primären Achsenfigur ein unsymmetrischer oder sind die Angriffshebel der Druckkraft nicht beiderseits gleich groß, dann ist die gesuchte Gleichgewichtsfigur nicht mehr zur Mitte symmetrisch, so daß wir die Untersuchung auf die ganze Stablänge erstrecken müssen. Wir unterteilen diese Stablänge in n gleiche Intervalle der Länge $a = l/n$, zählen die Unterteilungsorte $\zeta = 0, 1, 2, \ldots n$ vom linken Stabende (Bild 6b) und legen die gesuchte Gleichgewichtsfigur nicht durch die Scheitelausbiegung, sondern durch die Ordinate am Orte $\zeta = 1$ fest. Für einen probeweise angenommenen Wert y_1 können wir das Biegemoment $M_1 = -P(p_1 + \eta_1 + \eta_1 + y_1)$ bestimmen und, da auch das Biegemoment am Stabende $M_0 = -P p_0$ und die Querschnittsflächen bekannt sind, die beiden Krümmungsmaße $\varkappa_0$ und $\varkappa_1$ aus den entsprechenden „Kurven des inneren Widerstandes" entnehmen. Nach Bild 6b ist dann die zusätzliche Ausbiegung

$$y_2 = y_1 + a^2\left(y_1/a^2 - \frac{\varkappa_0 + \varkappa_1}{2}\right) = y_1 + a^2 k_1$$

und daher $M_2 = \ldots$ usw.; allgemein gilt hier die Rekursionsformel

$$y_{\zeta+1} = y_\zeta + a^2\left(k_{\zeta-1} - \frac{\varkappa_{\zeta-1} + \varkappa_\zeta}{2}\right) = y_\zeta + a^2 k_\zeta,\ \zeta = 2, 3, 4, \ldots n,$$

die auf $y_n = 0$ führen muß, wenn die zusätzliche Ausbiegung y_1 richtig angenommen wurde.

Die Querbelastung kann schon vorhanden sein, bevor die Druckkraft P zu wirken beginnt (Fall A), oder sie kann gemeinsam mit P anwachsen (Fall B), oder sie kann erst zur Geltung kommen, nachdem P seinen vollen Wert erreicht hat (Fall C). Liegt σ_0 im unelastischen Bereich, greift P mittig an und ist die Stabachse im spannungslosen Anfangszustand gerade, dann unterliegen die im Stab auftretenden Normalspannungsverteilungen im Fall C dem linearen „Entlastungsgesetz"; die von uns zugrunde gelegten „Kurven des inneren Widerstandes" (Fußnote 2, Bild 4) wurden jedoch für entlastungsfreie Spannungsbilder ermittelt und besitzen daher nur im Fall A oder B, sofern die Querbelastung nicht sehr klein (etwa $\mathfrak{M}_0/P > k/8$ bzw. $\mathfrak{M}_0/P > k/4$) ist, volle Gültigkeit. Bei der Bemessung gedrückter und gleichzeitig querbelasteter Baustahlstäbe muß auch erwogen werden, ob die Druckkraft P allein, oder die Querlast Q allein, oder die Druckkraft und die Querlast gemeinsam mit der Sicherheitszahl ν multipliziert werden müssen, um den kritischen Gleichgewichtszustand und damit die obere Traggrenze zu erreichen.

Wir wollen nunmehr einen Stab vom Schlankheitsgrad $\lambda = 100$ untersuchen, der einen unveränderlichen, rechteckigen Querschnitt $F = b\,h$ besitzt, aus dem einleitend geschilderten Baustahl besteht und die mittig angreifende Druckkraft $P = \sigma_0\, b\, h = -1000\, b\, h$ kg zu tragen hat; die Achse des Stabes möge im spannungslosen Anfangszustand nach der quadratischen Parabel $\eta = 4\,\eta_0\, x(l - x)/l^2$ (Bild 7a) geformt sein und wir fragen nach dem größten Wert der primären Scheitelausbiegung η_0, der noch ein Gleichgewicht zuläßt. Wir unterteilen die halbe Stablänge $\frac{l}{2} = \frac{h}{2\sqrt{12}} \cdot \lambda$ in $n = 8$ Intervalle der Länge $a = 1{,}804\, h$, nehmen eine zusätzliche Scheitelausbiegung y_0 an und suchen mit Hilfe des geschilderten Verfahrens jenen Wert $(\eta_0)_{Gl}$, den der Stab im spannungslosen Zustand aufweisen muß, um ein Gleichgewicht unter der gegebenen Belastung zuzulassen; wir gelangen auf diese Weise zu der Kurve $\left(\frac{\eta_0}{h}\right)_{Gl} = f\left(\frac{y_0}{h}\right)$, deren Extremstelle die gesuchten Koordinaten $\left(\frac{\eta_0}{h}\right)_{kr}$ und $\left(\frac{y_0}{h}\right)_{kr}$ aufweist. Ist beispielsweise $y_0/h = 0{,}22$ ein gegebener, fester Wert und wählen wir probeweise $\eta_0/h = 0{,}172$, dann können wir für das Biegemoment im Scheitelquerschnitt die Beziehung $\frac{M_0}{b\,h^2} = -\sigma_0\left(\frac{\eta_0}{h} + \frac{y_0}{h}\right) = +1000 \cdot 0{,}392 = 392{,}00$ kg/cm² anschreiben und aus der (für den zugrunde liegenden Baustahl, den Rechteckquerschnitt und die mittlere Druckspannung $\sigma_0 = -1000$ kg/cm² geltenden) „Kurve des inneren Widerstandes" das Krümmungsmaß $h\,\varkappa_0 = 0{,}002\,61$ entnehmen. Es ist dann $\frac{y_1}{h} = \frac{y_0}{h} - \left(\frac{a}{h}\right)^2 \frac{h\,\varkappa_0}{2} = 0{,}22 - 1{,}804^2 \cdot \frac{0{,}002\,61}{2} = 0{,}215\,76$, so daß wir, da auch die Parabelordinate $\frac{\eta}{h} = \frac{\eta_0}{h}\left(1 - \frac{\zeta^2}{64}\right)$ an der Stelle $\zeta = 1$ bekannt ist, das Biegemoment $\frac{M_1}{b\,h^2} = -\sigma_0\left(\frac{\eta_1}{h} + \frac{y_1}{h}\right) = +1000 \cdot (0{,}169\,20 + 0{,}215\,76) = 384{,}96$ kg/cm² ermitteln, hierzu das Krümmungsmaß $h\,\varkappa_1 = 0{,}002\,54$ bestimmen und die Größe y_2/h mit Hilfe unserer Rekursionsformel berechnen können. Wir gelangen auf diese Weise schließlich zum Wert $y_n/h = y_8/h$ und erhalten hierfür an Stelle von Null einen kleinen negativen Betrag, was uns veranlaßt, die Rechnung mit der verbesserten Annahme $\eta_0/h = 0{,}168$ zu wiederholen; wir gelangen nunmehr auf einen kleinen positiven Wert für y_8/h und finden schließlich die Lösung $(\eta_0/h)_{Gl} = 0{,}1688$ durch einfache Interpolation. Nach dem

gleichen Verfahren ergeben sich für die gewählten „zusätzlichen" Scheitelausbiegungen $y_0/h = 0{,}24$, 0,25, 0,26, 0,27 und 0,30 der Reihe nach die den Gleichgewichtszuständen zugeordneten „primären" Scheitelausbiegungen $(\eta_0/h)_{Gl} = 0{,}1718$, 0,1726, 0,1722, 0,1715 und 0,1666, deren Verlauf ein Extrem an der Stelle $(y_0/h)_{kr} = 0{,}252$, $(\eta_0/h)_{kr} = 0{,}1726$ aufweist; der gesuchte kritische Gleichgewichtszustand ist somit durch die Wertegruppe $P/F = -1000$ kg/cm², $\lambda = 100$, $\eta_0 = 0{,}1726\,h$, $y_0 = 0{,}252\,h$ festgelegt. Ein Stab, der im spannungslosen Anfangszustand parabolisch gekrümmt ist und die Scheitelausbiegung $\eta_0 = 0{,}1726\,h$ besitzt, gelangt demnach im Rahmen unserer Voraussetzungen unter der mittigen Druckkraft $P = -1000\,b\,h$ kg an die Grenze seines Tragvermögens und weist in diesem kritischen Gleichgewichtszustand die Scheitelausbiegung $\eta_0 + y_0 = 0{,}1726\,h + 0{,}252\,h = 0{,}4246\,h$ auf.

Würde der Schlankheitsgrad des Stabes $\lambda = 50$ betragen, dann wäre die Intervall-Länge bloß $a = 0{,}9021\,h$ und wir würden für die angenommenen Werte $y_0/h = 0{,}08$, 0,09, 0,10, 0,11, 0,12, 0,13, 0,14, 0,15 und 0,16 der Reihe nach die Größen $(\eta_0/h)_{Gl} = 0{,}4176$, 0,4202, 0,4219, 0,4226, 0,4216, 0,4193, 0,4163, 0,4117 und 0,4061 erhalten; auch hier zeigt der Verlauf $(\eta_0/h)_{Gl} = f\left(\frac{y_0}{h}\right)$ ein ausgeprägtes Maximum mit den Koordinaten $(y_0/h)_{kr} = 0{,}109$, $(\eta_0/h)_{kr} = 0{,}4226$, die zusammen mit den Werten $\lambda = 50$ und $P/F = -1000$ kg/cm² den kritischen Zustand festlegen.

Besitzt der Stab eine gerade Achse und ist eine zusätzliche Querbelastung „$q = \text{const}$" vorhanden (Bild 7b), dann verläuft die gedachte primäre Achsenfigur $\bar{\eta} = \bar{\varphi}(x)$, deren Einfluß dem der Querbelastung gleichkommt, gleichfalls nach einer quadratischen Parabel, für deren Pfeilhöhe sich im Falle rechteckiger Stabquerschnitte die Beziehung $\frac{\bar{\eta}_0}{h} = \frac{\mathfrak{M}_0}{-Ph} = \frac{q}{b} \cdot \frac{l^2}{-8\,h^2\,\sigma_0} = \frac{q}{b} \cdot \frac{\lambda^2}{-96\,\sigma_0}$ ergibt. Das Lösungsverfahren und das Ergebnis ist hier genau das gleiche wie früher, so daß wir für den kritischen Gleichgewichtszustand im Fall $\lambda = 100$ die Wertegruppe $P/b\,h = -1000$ kg/cm², $y_0/h = 0{,}252$ und $\bar{\eta}_0/h = \frac{q}{b} \cdot \frac{100^2}{96 \cdot 1000} = 0{,}1726$, also $\left(\frac{q}{b}\right)_{kr} = 1{,}657$ kg/cm², und im Fall $\lambda = 50$ die Wertegruppe $P/b\,h = -1000$ kg /cm², $y_0/h = 0{,}109$ und $\bar{\eta}_0/h = \frac{q}{b} \cdot \frac{50^2}{96 \cdot 1000} = 0{,}4226$, also $\left(\frac{q}{b}\right)_{kr} = 16{,}23$ kg/cm² erhalten. Auch wenn die Stabachse primär nach einer Parabel gekrümmt und außerdem eine gleichmäßige Querbelastung „$q = \text{const}$" vorhanden ist, ergibt sich ein parabolischer Verlauf der gedachten Primärausbiegungen $(\eta + \bar{\eta})$ mit der Pfeilhöhe $(\eta_0 + \bar{\eta}_0)$, deren kritischer Wert im Fall $\lambda = 100$ mit $(\eta_0 + \bar{\eta}_0)_{kr} = 0{,}1726\,h$ und im Fall $\lambda = 50$ mit $(\eta_0 + \bar{\eta}_0)_{kr} = 0{,}4226\,h$ gefunden wurde.

Gilt für den Stab $\lambda = 100$, $P/b\,h = -1000$ kg/cm² und für seine ursprüngliche Achsenkurve das Gesetz $\eta = \eta_0 \sin\frac{\pi x}{l}$ (Bild 7c), dann erhalten wir nach unserem Krümmungskreisverfahren für die angenommenen Werte $y_0/h = 0{,}23$, 0,24, 0,25, 0,26 und 0,27 der Reihe nach die Größen $(\eta_0/h)_{Gl} = 0{,}1741$, 0,1753, 0,1756, 0,1747 und 0,1737, so daß die Koordinaten der Extremstelle des Verlaufes $\left(\frac{\eta_0}{h}\right)_{Gl} = f\left(\frac{y_0}{h}\right)$ offenbar $(y_0/h)_{kr} = 0{,}245$ und $(\eta_0/h)_{kr} = 0{,}1758$ betragen. Würde der Stab eine gerade Achse und eine sinusförmig verteilte Querbelastung mit dem Scheitelwert q_0 kg/cm aufweisen (Bild 7d), dann würde die gedachte Achsenkurve $\bar{\eta} = \bar{\varphi}(x)$ gleichfalls sinusförmig verlaufen und die Scheitelausbildung $\frac{\bar{\eta}_0}{h} = \frac{\mathfrak{M}_0}{-Ph} = \frac{q_0}{b} \cdot \frac{\lambda^2}{-12\,\pi^2\,\sigma_0}$ besitzen; das Lösungsverfahren und das Ergebnis ist hier das gleiche wie früher, so daß das Tragvermögen des Stabes erschöpft wird, wenn $(y_0/h) = 0{,}245$ und $\bar{\eta}_0/h = \frac{q_0}{b} \cdot \frac{100^2}{118{,}44 \cdot 1000} = 0{,}1758$, also $\left(\frac{q_0}{b}\right)_{kr} = 2{,}082$ kg/cm² beträgt. Ist eine sinusförmige Primärverformung und eine sinusförmig verteilte Querbelastung vorhanden, dann besitzt die gedachte Achsenkurve die Ausbiegungen $(\eta + \bar{\eta})$ mit dem Scheitelwert $(\eta_0 + \bar{\eta}_0)$ und der kritische Zustand wird durch die Wertegruppe $\lambda = 100$, $P/b\,h = -1000$ kg/cm², $y_0/h = 0{,}245$ und $(\eta_0 + \bar{\eta}_0) = 0{,}1758\,h$ festgelegt.

Ist der Stab mit $\lambda = 100$ und $P/b\,h = -1000$ kg/cm² dreieckförmig gestaltet (Bild 7e), dann gilt $\eta = \eta_0 \cdot \frac{2x}{l}$ und wir erhalten nach dem Krümmungskreisverfahren für die angenommenen Werte $y_0/h = 0{,}22$, 0,23, 0,24, 0,25 und 0,26 der Reihe nach die für das Gleichgewicht erforderlichen Scheitelausbiegungen $(\eta_0/h)_{Gl} = 0{,}1982$, 0,1998, 0,1999, 0,1997 und 0,1992, deren Verlauf an der Stelle $(y_0/h)_{kr} = 0{,}238$, $(\eta_0/h)_{kr} = 0{,}200$ ein Extrem aufweist. Besitzt der Stab eine gerade Achse und ist in der Stabmitte eine Querlast Q vorhanden (Bild 7f), dann verläuft die gedachte primäre Achsenkurve $\bar{\eta} = \bar{\varphi}(x)$ gleichfalls dreieckförmig und für den Scheitelwert wird $\frac{\bar{\eta}_0}{h} = \frac{\mathfrak{M}_0}{-Ph} = \frac{Q}{b\,h} \cdot \frac{\lambda}{-4\sqrt{12}\,\sigma_0}$ gefunden. Das Lösungsverfahren und das Ergebnis ist daher das gleiche wie früher, so daß das Tragvermögen erschöpft wird, wenn $y_0/h = 0{,}238$ und $\eta_0/h \equiv \frac{Q}{b\,h} \cdot \frac{100}{4\sqrt{12} \cdot 1000} = 0{,}200$, also $\left(\frac{Q}{b\,h}\right)_{kr} = 27{,}72$ kg/cm² beträgt. Ist eine Einzellast Q in der Stabmitte und eine dreieckförmige Primärverformung der Stabachse gegeben, dann ist der Verlauf der gedachten Achsenfigur ebenfalls ein dreieckförmiger und die Scheitelhöhe beträgt $(\eta_0 + \bar{\eta}_0)$, so daß der kritische Zustand durch die Wertegruppe $\lambda = 100$, $P/b\,h = -1000$ kg/cm², $y_0/h = 0{,}238$ und $(\eta + \bar{\eta}_0) = 0{,}200\,h$ festgelegt wird.

Besitzt der Stab, dessen Schlankheitsgrad $\lambda = 100$ und dessen mittig angreifende Druckkraft $P = -1000\,b\,h$ kg beträgt, eine parabolisch verlaufende „ursprüngliche" Achsenfigur und wirkt auf diesen Stab noch zusätzlich eine kleine Einzellast Q nach Bild 7g ein, dann zeigen die gedachten resultierenden Primärausbiegungen $(\eta + \bar{\eta})$ den in Bild 7h dargestellten Verlauf (der in genau der gleichen Form auch Geltung haben würde, wenn

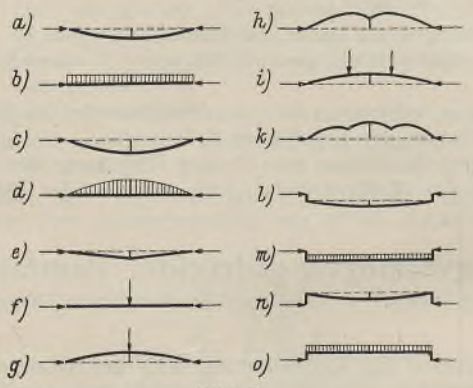


Bild 7.

die Stabachse gerade wäre und eine gleichmäßige Querbelastung sowie eine entgegengesetzt wirkende Einzelkraft Q vorhanden sein würde). Nehmen wir z. B. an, daß die Querlast die Größe $Q/b\,h = \frac{-2\sqrt{12}\,\sigma_0}{\lambda} \cdot \frac{\eta_0}{h}$ besitzt, dann ist die Pfeilhöhe der gedachten dreieckigen Achsenkurve $\bar{\eta} = \bar{\varphi}(x)$ einfach $\frac{\bar{\eta}_0}{h} = \frac{Q}{b\,h} \cdot \frac{\lambda}{-4\sqrt{12}\,\sigma_0} = \frac{1}{2} \cdot \frac{\eta_0}{h}$, also genau halb so groß wie die vorhandene primäre Scheitelausbiegung $\frac{\eta_0}{h}$, so daß die resultierende Achsenfigur das Gesetz $\frac{\eta + \bar{\eta}}{h} = \frac{\eta_0}{h}\left[\frac{4x(l-x)}{l^2} - \frac{x}{l}\right]$ befolgt. Nach dem Krümmungskreisverfahren ergeben sich dann in der geschilderten Weise für die angenommenen Werte $y_0/h = 0{,}24$, 0,25, 0,26 und 0,27 der Reihe nach die für das Gleichgewicht erforderlichen Größen $(\eta_0/h)_{Gl} = 0{,}2972$, 0,2980, 0,2988 und 0,2972, deren Verlauf eine Extremstelle mit den Koordinaten $(y_0/h)_{kr} = 0{,}260$, $(\eta_0/h)_{kr} = 0{,}2988$ aufweist.

Wirkt auf denselben Stab nicht eine Einzellast in der Mitte, sondern je eine kleine Einzellast Q in den Drittelspunkten (Bild 7i), dann zeigen die gedachten Primärausbiegungen $(\eta + \bar{\eta})$ den in Bild 7k dargestellten Verlauf, der in gleicher Form auch auftreten würde, wenn die Stabachse gerade wäre und außer den beiden Querlasten Q noch eine entgegengesetzt wirkende, gleichmäßig verteilte Querbelastung vorhanden sein würde. Nehmen wir z. B. an, daß $Q/b\,h = \frac{-1{,}5\sqrt{12}\,\sigma_0}{\lambda} \cdot \frac{\eta_0}{h}$ beträgt, dann ist die Höhe der gedachten trapezförmigen Achsenfigur $\bar{\eta} = \bar{\varphi}(x)$ offenbar $\frac{\bar{\eta}_0}{h} = \frac{\mathfrak{M}_0}{-Ph} = \frac{1}{2} \cdot \frac{\eta_0}{h}$, so daß sich die gedachten resultierenden Primärausbiegungen $(\eta + \bar{\eta})$ als Differenzen der Parabelordinaten $\frac{4\,\eta_0\,x(1-x)}{l^2}$ und der Ordinaten eines Trapezes mit der Höhe $\frac{1}{2} \cdot \eta_0$ ergeben. Für die angenommenen Werte $y_0/h = 0{,}24$, 0,25, 0,26, 0,27 erhalten wir nach dem Krümmungskreisverfahren der Reihe nach die für das Gleichgewicht

erforderlichen Größen $(\eta_0/h)_{Gl} = 0{,}3519$, 0,3521, 0,3518 und 0,3496, deren Verlauf ein Extrem mit den Koordinaten $(y_0/h)_{kr} = 0{,}248$, $(\eta_0/h)_{kr} = 0{,}3521$ besitzt, so daß die Wertegruppe $\lambda = 100$, $P/b\,h = -1000$ kg/cm², $y_0/h = 0{,}248$, $\eta_0/h = 0{,}3521$ den gesuchten kritischen Gleichgewichtszustand und damit die obere Grenze des Tragvermögens festlegt.

Die nach dem Krümmungskreisverfahren mit $n = 8$ Intervallen erhaltenen Näherungswerte sind, wie ein Vergleich mit strengen Lösungen zeigt, im allgemeinen etwas zu klein. Würden wir die Intervallzahl n unbeschränkt vergrößern, dann würden wir, wenn wir die Werte λ und η_0 festhalten, im Gleichgewichtsfall auf Druckkräfte P gelangen, die um ungefähr 2 bis 3 % größer als die für $n = 8$ gefundenen Werte sind; wir erhalten somit in allen bisher vorgeführten Beispielen praktisch „strenge" Lösungen, wenn wir λ und η_0 unverändert lassen und für σ_0 den um 2 % erhöhten Wert $\sigma_0 = -1020$ kg/cm² angeben. Diese „strengen" Lösungen wollen wir nun verwenden, um den im III. Abschnitt erwähnten Beiwert c, dessen Kenntnis uns die Zurückführung der Lösung auf die Lösung des „Normalfalles" ermöglicht, in unseren Beispielen festzulegen; bei der Ermittlung der kritischen mittleren Druckspannung $(\sigma_{kr})_{ex}$ der „Vergleichsstäbe", deren Druckkraft mit den beiderseits gleichen Angriffshebel $p = \eta_0$ bzw. $p = \eta_0 + \bar{\eta}_0$ wirksam ist, bedienen wir uns, da das Formänderungsgesetz das gleiche ist und $\sigma_Q = -2700$ kg/cm² bekannt ist, des in der einleitend erwähnten Abhandlung (Fußnote 2, X. Abschnitt) angegebenen „α-Verfahrens". Im ersten Beispiel (Bild 7a, $\lambda = 100$ bzw. $\lambda = 50$) gilt im kritischen Zustand für den „Vergleichsstab" $p/k = 6\,p/h = 6\,\eta_0/h = 1{,}04$, $\lambda = 100$, $\alpha = 0{,}365$, $(\sigma_{kr})_{ex} = -985$ kg/cm², bzw. $p/k = 6\,\eta_0/h = 2{,}54$, $\lambda = 50$, $\alpha = 0{,}360$, $(\sigma_{kr})_{ex} = -972$ kg/cm², so daß sich für den Beiwert die Größe $c = \sigma_{kr}/(\sigma_{kr})_{ex} = -1020/-985 = 1{,}035$ bzw. $c = 1{,}05$ ergibt. Im zweiten Beispiel (Bild 7c) wird $p/k = 6\,\eta_0/h = 1{,}055$, $\alpha = 0{,}3625$, $(\sigma_{kr})_{ex} = -979$ kg/cm² und daher $c = 1{,}042$ gefunden. Im dritten Beispiel (Bild 7e) ist ein etwas größerer Wert c zu erwarten und es wird $p/k = 6\,\eta_0/h = 1{,}200$, $\alpha = 0{,}348$, $(\sigma_{kr})_{ex} = -940$ kg/cm², $c = 1{,}086$ erhalten. Im vierten Beispiel (Bild 7h) sind die Primärausbiegungen außerhalb des Scheitels zum Teil größer als $(\eta_0 + \bar{\eta}_0)$, so daß hier die Tragfähigkeit etwas kleiner als die des „Vergleichsstabes" sein wird; es gilt $p/k = 6\,(\eta_0 + \bar{\eta}_0)/h = 0{,}8964$, $\alpha = 0{,}3821$, $(\sigma_{kr})_{ex} = -1032$ kg/cm² und der Beiwert $c = -1020/-1032 = 0{,}988$ wird tatsächlich kleiner als Eins. Im letzten Beispiel (Bild 7k) wird $p/k = 6\,(\eta_0 + \bar{\eta}_0)/h = 1{,}06$, $\alpha = 0{,}3624$, $(\sigma_{kr})_{ex} = -978$ kg/cm², $c = 1{,}042$ gefunden, wie mit Rücksicht auf den durchschnittlich parabolischen Verlauf von $(\eta + \bar{\eta})$ auch zu erwarten war. Wir sehen somit, daß wir die Berechnung mittig gedrückter Stäbe, die im spannungslosen Anfangszustand nach einer zur Mitte symmetrischen Kurve verformt sind und symmetrisch verteilte Querlasten zu tragen haben, mit Hilfe der Beziehung $\sigma_{kr} = c\,(\sigma_{kr})_{ex}$ praktisch auf den „Normalfall" zurückführen können, was eine einfache, nur bei einer von „P" unabhängigen Querbelastung indirekte Bemessung ermöglicht. Der Beiwert c hängt hierbei von der effektiven oder gedachten Achsenkurve ab und darf angenähert als unabhängig von η_0 und λ angesehen werden; als Anhaltspunkt mag dienen, daß für ein dreieckförmiges, ein parabolisches und ein rechteckiges Achsenbild der Reihe nach angenähert $c = 1{,}08$, 1,04 und 1,00 gesetzt werden darf.

V. Näherungslösungen für krumme, querbelastete Baustahlstäbe mit außermittig angreifenden Druckkräften und elastischen Querstützungen.

Wir untersuchen einen beiderseits gelenkig gelagerten Stab, der den Schlankheitsgrad $\lambda = 100$ aufweist, einen Rechteckquerschnitt besitzt und aus dem einleitend gekennzeichneten Baustahl besteht. Die Achse dieses Stabes sei im spannungslosen Anfangszustand nach der Parabel $\eta = 4\,\eta_0\,x\,(l - x)/l^2$ gekrümmt und die Druckkraft $P = -1000\,F$ kg greife außermittig mit den beiderseits gleich großen Hebelarmen $p = 0{,}5\,k = 0{,}0833\,h$ an (Bild 7l); wir fragen nach der kritischen „ursprünglichen" Scheitelausbiegung $(\eta_0)_{kr}$, die vorhanden sein muß, um das Tragvermögen des Stabes unter der gegebenen Belastung zu erschöpfen. Die gedachte Primärausbiegung beträgt hier offenbar $\bar{\eta} = (p + \eta)$, so daß für das Biegemoment einfach $M/b\,h^2 = -\sigma_0\left(\frac{\bar{\eta}}{h} + \frac{y}{h}\right)$ geschrieben werden kann. Für die angenommenen Werte $y_0/h = 0{,}24$, 0,25, 0,26, 0,27 und 0,28 erhalten wir nach dem Krümmungskreisverfahren der Reihe nach die zur Ausbildung eines Gleichgewichtszustandes erforderlichen Größen $(\eta_0/h)_{Gl} = 0{,}0778$, 0,0790, 0,0795, 0,0792 und 0,0775, deren Verlauf ein ausgeprägtes Extrem mit den Koordinaten $(y_0/h)_{kr} = 0{,}263$, $(\eta_0/h)_{kr} = 0{,}0795$ aufweist; beträgt somit die Pfeilhöhe der ursprünglichen Achsenkurve $\eta_0 = 0{,}0795\,h$, dann gelangt der Stab unter der gegebenen Belastung an die Grenze seiner Tragfähigkeit, wobei im kritischen Gleichgewichtszustand die Scheitelausbiegung $\eta_0 + y_0 = 0{,}3425\,h$ auftritt. Ist die Stabachse gerade und ist eine gleichmäßig verteilte Querbelastung „q = const" vorhanden (Bild 7m), dann zeigt die gedachte Achsenfigur $\eta = \varphi(x)$ den gleichen Verlauf wie früher, so daß das Lösungsverfahren und das Ergebnis das gleiche ist; der kritische Zustand ist dann durch die Wertegruppe $\lambda = 100$, $P/b\,h = -1000$ kg/cm², $y_0/h = 0{,}263$ und $\eta_0/h = \frac{\mathfrak{M}_0}{-P\,h} = \frac{q}{b}\cdot\frac{\lambda^2}{-96\,\sigma_0} = 0{,}0795$, also $\left(\frac{q}{b}\right)_{kr} = 0{,}764$ kg/cm² gekennzeichnet.

Erfolgt der außermittige Angriff der Druckkraft $P = -1000\,b\,h$ kg so, daß p und η_0 auf derselben Seite der Stabachse gelegen sind (Bild 7n), dann gilt für die fiktive Primärausbiegung $\bar{\eta} = (p - \eta)$, so daß das gesuchte Extrem der Kurve $(\eta_0/h)_{Gl} = f\left(\frac{y_0}{h}\right)$ hier ausnahmsweise ein Minimum wird. Beträgt beispielsweise $p = 1{,}5\,k = 0{,}25\,h$, dann erhalten wir nach dem Krümmungskreisverfahren für $y_0/h = 0{,}25$, 0,26, 0,27, 0,28 und 0,29 der Reihe nach die Größen $(\eta_0/h)_{Gl} = 0{,}1100$, 0,1089, 0,1086, 0,1090 und 0,1102, deren Verlauf ein ausgeprägtes Extrem (Minimum) mit den Koordinaten $(y_0/h)_{kr} = 0{,}268$, $(\eta_0/h)_{kr} = 0{,}1086$ aufweist; die geringste gewaltsame Verminderung des ursprünglichen Pfeils $\eta_0 = 0{,}1086\,h$ hat den Zusammenbruch des belasteten Stabes zur Folge. Ist die Stabachse gerade und wirkt eine kleine Querbelastung „q = const" gemäß Bild 7o, dann zeigt die gedachte Achsenfigur $\bar{\eta} = \varphi(x)$ den gleichen Verlauf wie früher, so daß das Lösungsverfahren und das Ergebnis das gleiche ist; der kritische Zustand ist dann durch die Werte $\lambda = 100$, $P/b\,h = -1000$ kg/cm², $y_0/h = 0{,}268$ und $\eta_0/h = \frac{q}{b}\cdot\frac{\lambda^2}{-96\,\sigma_0} = 0{,}1086$, also $\left(\frac{q}{b}\right)_{kr} = 1{,}042$ kg/cm² gekennzeichnet.

Der Vergleich von Bild 7l u. 7n mit dem Belastungsfall des „Vergleichsstabes" läßt erwarten, daß der Beiwert c, mit dessen Hilfe wir die Untersuchung auf den „Normalfall" zurückführen können, im ersten Beispiel ein wenig größer und im zweiten Beispiel etwas kleiner als Eins sein wird; in der Tat ergibt sich im ersten Fall $c = 1{,}018$ und im zweiten Fall $c = 0{,}972$.

Ist der beiderseits gelenkig gelagerte, zentrisch gedrückte Stab im spannungslosen Anfangszustand nach einer zur Mitte symmetrischen Kurve

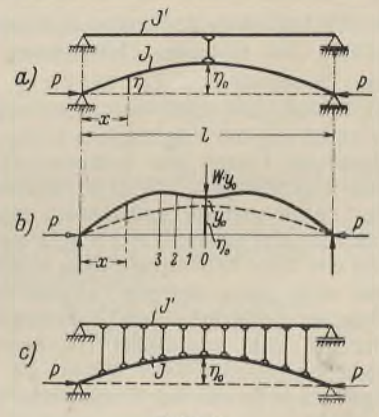


Bild 8.

$\eta = \varphi(x)$ geformt und wird dieser Stab in seiner Mitte elastisch quergestützt, dann tritt im Gleichgewichtszustand eine Stützkraft $\mathfrak{W} = W\,y_0$ auf, deren Größe vom „spezifischen Stützungswiderstand W kg/cm" und der im Gleichgewichtszustand vorhandenen zusätzlichen Scheitelausbiegung y_0 abhängig ist (Bild 8b). Diese Stützungskraft hat das Auftreten entlastender Biegemomente im Stab zur Folge und bewirkt eine von der Kennziffer W abhängige Veränderung des Tragverhaltens und Erhöhung der Tagfähigkeit des Stabes. Da wir im Rahmen unseres Krümmungskreisverfahrens von einer angenommenen Größe y_0 ausgehen, können wir das Biegemoment im Scheitelquerschnitt angeben und die Werte $(\eta_0/h)_{Gl}$ in der geschilderten Weise ermitteln. Wir wollen annehmen, daß die elastische Querstützung des krummen Druckstabes durch einen Hilfsträger aus Hookeschem Idealmaterial ($E = 2\,100\,000$ kg/cm²) bewirkt wird, der dieselbe Länge wie der untersuchte Stab besitzt, das Trägheitsmoment J' aufweist und durch starr gedachte Vertikalen mit dem Stab verbunden ist (Bild 8a); für die Kennziffer W können wir dann, wenn der Druckstab den Rechteckquerschnitt $F = b\,h$ und das Trägheitsmoment $J = b\,h^3/12$ besitzt, die Beziehung $\frac{W}{b} = \frac{48\,E\,J'}{l^3}\cdot\frac{2\,i^3\sqrt{12}}{J} = \frac{48\sqrt{12}\,E}{\lambda^3}\cdot\frac{J'}{J}$ anschreiben. Gilt beispielsweise $\lambda = 50$, $P = -1000\,b\,h$ kg, $\eta = 4\,\eta_0\,x\,(l - x)/l^2$ und $J' = 0{,}02\,J$, dann wird $W/b = 55{,}87$ kg/cm² und wir erhalten für das Biegemoment an einer beliebigen Stelle der gesuchten Gleichgewichtsfigur die Beziehung

$$M/b\,h^2 = -\sigma_0\left[\frac{\eta}{h} + \frac{y}{h} - \frac{W}{b}\cdot\frac{1}{-2\cdot\sigma_0}\cdot\frac{y_0}{h}\cdot\frac{x}{h}\right] = -\sigma_0\left[\frac{\eta}{h} + \frac{y}{h}\right],$$

wobei die gedachte Primärverformung $\frac{\bar{\eta}}{h} = \frac{\eta}{h} - \frac{55{,}87}{2000} \cdot \frac{y_0}{h} \cdot \frac{x}{h}$ nunmehr von der Größe y_0 abhängt; wählen wir $n = 8$ Intervalle, dann gilt für die Unterteilungsorte $\zeta = 0, 1, 2, \ldots n$

$$\frac{\eta}{h} = \frac{\eta_0}{h}\left(1 - \frac{\zeta^2}{64}\right) \text{ und } \frac{x}{h} = 0{,}9021\,(8 - \zeta).$$

Für $y_0/h = 0{,}10$ und den probeweise angenommenen Wert $\eta_0/h = 0{,}438$ erhalten wir beispielsweise
$M_0/b\,h^2 = +1000\,[0{,}438 - 0{,}027\,934 \cdot 0{,}10 \cdot 7{,}217 + 0{,}10] = 517{,}85$ kg/cm², wofür sich aus der „Kurve des inneren Widerstandes" das Krümmungsmaß $h\,\varkappa_0 = 0{,}005\,16$ und daher nach unserer Rekursionsformel

$$\frac{y_1}{h} = 0{,}10 - 0{,}9021^2 \cdot \frac{0{,}005\,16}{2} = 0{,}097\,90$$

ergibt, usw.; wir gelangen auf diese Weise auf den Wert $y_8/h = -0{,}000\,96 + 0$, verbessern daher unsere Annahme, wiederholen die Rechnung und finden schließlich den Wert $(\eta_0/h)_{GI} = 0{,}4365$ nach einfacher Interpolation. In gleicher Weise erhalten wir für $y_0/h = 0{,}11,\ 0{,}12,\ 0{,}13,\ 0{,}14$ der Reihe nach $(\eta_0/h)_{GI} = 0{,}4414,\ 0{,}4446,\ 0{,}4443,\ 0{,}4353$ und sehen, daß die Kurve $(\eta_0/h)_{GI} = f(y_0/h)$ an der Stelle $(y_0/h)_{kr} = 0{,}125$, $(\eta_0/h)_{kr} = 0{,}4452$ ein ausgeprägtes Extrem besitzt. Weist daher der untersuchte Stab die ursprüngliche Scheitelausbiegung $\eta_0 = 0{,}4452\,h$ auf, dann wird sein Tragvermögen unter der angegebenen Belastung erschöpft; der Stab zeigt hier somit trotz der elastischen Querstützung immer noch die Erscheinung des „Knickens", d. h. die Ausbiegung wächst nach Erreichen von P_{kr} aus Eigenem immer mehr an und kann nur durch eine zusätzliche Abstützung zum Stillstand gebracht werden. Würde die elastische Querstützung nicht vorhanden sein, dann wäre die Tragfähigkeit unter der Last $P_{kr} = -980\,b\,h$ kg erschöpft (es ist $p/k = 6\,\eta_0/h = 2{,}671$, $\lambda = 50$, $\alpha = 0{,}349$, $c = 1{,}04$, $\sigma_{kr} = 1{,}04 \cdot 0{,}349\,\sigma_Q = -980$ kg/cm²), so daß die durch die Querstützung bewirkte Erhöhung der Traggrenze recht gering ist.

Führen wir den Hilfsträger steifer, mit $J' = 0{,}05\,J$ aus, dann erhalten wir in der gleichen Weise für $y_0/h = 0{,}13,\ 0{,}14,\ 0{,}15,\ 0{,}16$ und $0{,}17$ der Reihe nach $(\eta_0/h)_{GI} = 0{,}4808,\ 0{,}4812,\ 0{,}4814,\ 0{,}4809$ und $0{,}4799$; das Extrem ist auch hier noch feststellbar und besitzt die Koordinaten $(y_0/h)_{kr} = 0{,}151$, $(\eta_0/h)_{kr} = 0{,}4814$. Bei fehlender Querstützung wäre das Tragvermögen unter der Druckkraft $P_{kr} = -932\,b\,h$ kg erschöpft (es ist $p/k = 6\,\eta_0/h = 2{,}888$, $\lambda = 50$, $\alpha = 0{,}332$, $c = 1{,}04$); die durch die Querstützung bewirkte Vermehrung der Tragfähigkeit beträgt daher, wenn wir den rund zweiprozentigen Fehler des Krümmungskreisverfahrens in Rechnung stellen, hier ungefähr 9,5 %. Wird der stützende Hilfsträger mit $J' = 0{,}10\,J$ ausgeführt, dann sind die entlastenden Biegemomente schon derartig groß, daß sich für anwachsende Werte y_0/h monoton ansteigende Werte $(\eta_0/h)_{GI}$ ergeben und keine Extremstelle mehr existiert; ein „Knicken" des Stabes kann hier nicht mehr eintreten, so daß das der Bemessung zugrunde gelegte „Stabilitätsproblem" einem „Spannungsproblem" weichen muß. Ist der Hilfsträger nicht aus einem Hookeschen Idealmaterial, sondern aus Baustahl hergestellt, dann nimmt die Kennzahl W bei größeren Ausbiegungen stark ab und der Verhältniswert J'/J, für den die Extremstelle der Kurve $(\eta_0/h)_{GI} = f\left(\frac{y_0}{h}\right)$ verschwindet, liegt entsprechend höher.

Ist der krummachsige Druckstab nicht nur in der Stabmitte, sondern an unendlich vielen, unmittelbar benachbart liegenden Stellen gegen den Hilfsträger abgestützt (Bild 8c), dann liegt der Fall einer stetig verteilten Querstützung vor und an Stelle des konzentrierten Stützungswiderstandes $\mathfrak{W}$ tritt die Intensitätsverteilung $w = \psi(x)$, die von den im Gleichgewichtsfall auftretenden „zusätzlichen" Ausbiegungen $y = f(x)$ abhängig ist. Begnügen wir uns mit einer gröberen Annäherung, dann können wir für die Kurve $y = f(x)$, die mit Rücksicht auf die vorausgesetzte Starrheit der Vertikalen gleichzeitig auch die Biegelinie des Hilfsträgers festlegt, vorerst z. B. eine biquadratische Parabel einführen; die Intensität der entstehenden Querstützung wird dann, wie leicht einzusehen ist, konstant und beträgt $w = \frac{384}{5} \cdot \frac{EJ'}{l^4} \cdot y_0$. Setzen wir für den Hilfsträger wieder ein Hookesches Idealmaterial ($E = 2\,100\,000$ kg/cm²) und das unveränderliche Trägheitsmoment $J' = 0{,}02\,J$ voraus, dann ist, wenn die Stabschlankheit mit $\lambda = 50$ angenommen wird, $w = 309{,}7 \cdot \frac{J'}{J} \cdot \frac{b\,y_0}{h}$ und die Verteilungskurve der entlastenden Biegemomente wird eine Parabel mit dem Scheitelwert $\frac{w\,l^2}{8} = 8064 \cdot \frac{J'}{J} \cdot b\,h\,y_0$. Besitzt der Stab im spannungslosen Anfangszustand eine parabelförmige Achsenkurve mit der Pfeilhöhe η_0 und greift die Druckkraft $P = -1000\,b\,h$ kg mittig an, dann gilt für das Biegemoment an einer Stelle x der Gleichgewichtsfigur einfach $M/b\,h^2 = -\sigma_0\left(\frac{\bar{\eta}}{h} + \frac{y}{h}\right) = +1000\left(\frac{\bar{\eta}}{h} + \frac{y}{h}\right)$, wobei sich die resultierenden Primärausbiegungen $\frac{\bar{\eta}}{h}$ nach einer Parabel mit dem Scheitelwert $\frac{\bar{\eta}_0}{h} = \frac{\eta_0}{h} - 8{,}064 \cdot \frac{J'}{J} \cdot \frac{y_0}{h}$ verändern. Für die angenommenen Werte $y_0/h = 0{,}10,\ 0{,}11,\ 0{,}12,\ 0{,}13$ und $0{,}14$ erhalten wir nach dem Krümmungskreisverfahren der Reihe nach die für das Gleichgewicht erforderlichen Größen $(\eta_0/h)_{GI} = 0{,}4348,\ 0.4398,\ 0{,}4420,\ 0{,}4411$ und $0{,}4389$, deren Verlauf eine ausgeprägte Extremstelle mit den Koordinaten $(y_0/h)_{kr} = 0{,}121$, $(\eta_0/h)_{kr} = 0{,}442$ aufweist. Würde die Querstützung nicht vorhanden sein, dann würde das Tragvermögen des Stabes unter der Druckkraft $P_{kr} = -986\,b\,h$ kg erschöpft werden (es ist $p/k = 6\,\eta_0/h = 2{,}652$, $\lambda = 50$, $\alpha = 0{,}351$, $c = 1{,}04$); das Maß dieser durch die Querstützung bewirkten Erhöhung der Tragfähigkeit ist noch ein wenig kleiner als im Fall der konzentrierten Querstützung (Bild 8a), doch ist der Unterschied so gering, daß wir der Anzahl der Abstützungspunkte offenbar keinen bedeutsamen Einfluß zuzuweisen haben.

Wird der Hilfsträger mit $J' = 0{,}05\,J$ ausgeführt, dann erhalten wir für $y_0/h = 0{,}12,\ 0{,}13,\ 0{,}14$ und $0{,}15$ der Reihe nach $(\eta_0/h)_{GI} = 0{,}4711$, $0{,}4730$, $0{,}4728$ und $0{,}4723$; das Extrem, das hier nur mehr ganz schwach ausgeprägt ist, besitzt die Koordinaten $(y_0/h)_{kr} = 0{,}132$, $(\eta_0/h)_{kr} = 0{,}473$. Würde keine Querstützung vorhanden sein, dann würde die kritische Druckkraft $P_{kr} = -944\,b\,h$ kg betragen (es ist $p/k = 6\,\eta_0/h = 2{,}838$, $\alpha = 0{,}336$, $c = 1{,}04$), so daß die Erhöhung des Tragvermögens als Folge der elastischen Querstützung, wenn wir den rund zweiprozentigen Fehler des Krümmungskreisverfahrens in Rechnung stellen, ungefähr 8,2 % beträgt und nach wie vor etwas kleiner als im Fall der Einzelstützung (Bild 8a) ist. Wird der Hilfsträger mit $J' = 0{,}10\,J$ ausgeführt, dann weist die Kurve $(\eta_0/h)_{GI} = f(y_0/h)$ keine Extremstelle mehr auf; der Stab würde sich in diesem Falle unter der anwachsenden Druckkraft ausbiegen, ohne zu „knicken". Die Wirkung der elastischen Querstützung des gedrückten, primär krummen Baustahlstabes äußert sich somit offenbar vor allem darin, daß bei Anwachsen der Querstützungsintensität die Ausprägung der „Knickerscheinung" immer mehr abnimmt, so daß, von einem bestimmten Intensitätswert angefangen, kein kritischer Gleichgewichtszustand mehr ausgebildet wird und das „Stabilitätsproblem" seine Bedeutung als Bemessungsgrundlage verliert.

Untersuchen wir einen geraden, mittig gedrückten Baustahlstab, der eine gleichmäßig verteilte Querbelastung „$q = \text{const}$" zu tragen hat und in seiner Mitte oder an unendlich vielen Stellen gegen einen Hilfsträger abgestützt ist, dann zeigt die gedachte, der Querlast zugeordnete Primärverformung $\bar{\eta} = \bar{\varphi}(x)$ einen parabolischen Verlauf mit dem Scheitelwert

$$\frac{\bar{\eta}_0}{h} = \frac{\mathfrak{M}_0}{-P\,h} = \frac{q}{b} \cdot \frac{\lambda^2}{-96\,\sigma_0}.$$

Das Lösungsverfahren und das Ergebnis ist dann genau das gleiche wie früher, nur treten an Stelle der kritischen Werte $(\eta_0/h)_{kr}$ nunmehr die Werte $(\bar{\eta}_0/h)_{kr}$, aus denen sich die kritischen Querbelastungsintensitäten $\left(\frac{q}{b}\right)_{kr} = \frac{-96\,\sigma_0}{\lambda^2}\left(\frac{\bar{\eta}_0}{h}\right)_{kr}$ unmittelbar berechnen lassen; im Fall der elastischen Einzelstützung finden wir auf diese Weise für $\lambda = 50$, $P = -1000\,b\,h$ kg und $J' = 0{,}02\,J$ den Wert $\left(\frac{q}{b}\right)_{kr} = 38{,}4 \cdot 0{,}4452 = 17{,}11$ kg/cm² und für $J' = 0{,}05\,J$ den Wert $\left(\frac{q}{b}\right)_{kr} = 38{,}4 \cdot 0{,}4814 = 18{,}50$ kg/cm²; im Fall der stetig verteilten Stützung erhalten wir in gleicher Weise für $J' = 0{,}02\,J$ den Wert $\left(\frac{q}{b}\right)_{kr} = 38{,}4 \cdot 0{,}442 = 16{,}98$ kg/cm² und für $J' = 0{,}05\,J$ den Wert $\left(\frac{q}{b}\right)_{kr} = 38{,}4 \cdot 0{,}473 = 18{,}18$ kg/cm², während sich für $J' = 0{,}10\,J$ kein kritischer Zustand ergibt.

Bei den umfangreichen Rechenarbeiten hat mir mein Assistent, Herr Ing. A. Novak, wertvolle Dienste geleistet, wofür ich auch an dieser Stelle meinen Dank zum Ausdruck bringe.

Druckfehlerberichtigung zu dem Aufsatze „Die Tragfähigkeit des gleichmäßig querbelasteten Druckstabes aus einem ideal-plastischen Stahl" von Priv.-Doz. Ing. Dr. Karl Ježek, Stahlbau 1935, Heft 5.

Auf S. 37, 2. Sp., Zle. 15 v. u. und S. 38, 1. Sp., Zle. 5 v. o. muß es, wie den vorhergehenden Ausführungen zu entnehmen ist, selbstverständlich heißen $\lambda > 15$ anstatt $\lambda < 15$.

INHALT: Einfluß der Querdehnung auf die Stabilität von Stahlplatten. — Belastungs-Dehnungs-Messungen an I-Trägern mit und ohne Aussteifung. — Das Tragvermögen gedrückter Baustahlstäbe mit krummer Achse und zusätzlicher Querbelastung. (Schluß.) — Berichtigung.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Schriftleitung:
Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernsprecher: C 1 Steinplatz 0011
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernsprecher: Breslau 421 61

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

8. Jahrgang | BERLIN, 12. April 1935 | Heft 8

Modellversuche über die Belastung von Gitterfachwerken durch Windkräfte.

2. Teil: Räumliche Gitterfachwerke.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. Dr.-Ing. **O. Flachsbart**, Hannover, und Dr. techn. **H. Winter**, Göttingen.

I. Vorbemerkungen.

1. Gegenstand der Untersuchung. Rückblick auf die Ergebnisse des I. Teils.

Unter räumlichen Gitterfachwerken werden hier offene Fachwerke verstanden, die aus mehreren ebenen Gitterträgern zusammengesetzt sind. Die Gitterfachwerke der Praxis gehören fast ausnahmslos zu ihnen.

Über die Aerodynamik des einzelnen ebenen Gitterträgers ist im 1. Teil dieser Veröffentlichung berichtet worden[1]). Dabei zeigte sich folgendes:

Die auf einzelne ebene Gitterträger ausgeübten Tangentialkräfte sind im allgemeinen vernachlässigbar klein. Die Normalkraft (Windkraftkomponente quer zur Trägerebene) erreicht ihren Größtwert, der technisch allein interessiert, bei Windrichtung quer zur Ebene des Trägers. Sie ist mit praktisch ausreichender Genauigkeit unabhängig vom Fachwerktyp, von den Stabprofilen und vom Trägerumriß und daher proportional dem Produkt $q \cdot F_r$ aus Staudruck q der Windgeschwindigkeit und Ansichtsfläche F_r des Trägers. Wir haben den Proportionalitätsfaktor mit c_{w_r} bezeichnet und Windkraftzahl genannt. Eine leichte Abhängigkeit der Windkraftzahl vom Völligkeitsgrad φ des Fachwerks kann in einer den Anforderungen der Praxis meist genügenden Weise berücksichtigt werden durch folgende Vorschrift: Man setze

für Völligkeitsgrade $\varphi < 0{,}25$ die Windkraftzahl $c_{w_r} = 1{,}8$

für Völligkeitsgrade $\varphi \geqq 0{,}25$ die Windkraftzahl $c_{w_r} = 1{,}6$.

Dann ergibt sich bei vorgegebener Windgeschwindigkeit v die Windkraft W quer zu einem Gitterträger von bekanntem Völligkeitsgrad φ und bekannter Ansichtsfläche $F_r = \varphi \times$ Umrißfläche F zu

$$W = c_{w_r} \cdot q \cdot F_r = c_{w_r} \cdot {}^1/_2 \varrho\, v^2 F_r \quad [\text{kg}],$$

wobei ϱ die Luftdichte bezeichnet. Wenn im Einzelfall genauere c_{w_r}-Werte aus Messungen vorliegen, wird es sich empfehlen, sie zu benutzen; das gilt besonders im Gebiet $\varphi < 0{,}25$, für das die Beziehung $c_{w_r} = 1{,}8$ eine etwas rohe Annäherung an die wirklichen Verhältnisse bedeutet. Für $\varphi > 0{,}25$ wird dagegen der physikalische Tatbestand durch $c_{w_r} = 1{,}6$ technisch zutreffend wiedergegeben.

Wesentlich ist die in diesen Bemerkungen zum Ausdruck kommende Tatsache, daß das c_{w_r} des einzelnen ebenen Gitterträgers praktisch allein eine Funktion des Völligkeitsgrades φ ist, noch dazu eine sehr einfache, da sich die Abhängigkeit von φ nur bis etwa $\varphi = 0{,}25$ bemerkbar macht, darüber hinaus, d. h. im Bereich der praktisch überwiegend vorkommenden Völligkeitsgrade, ist $c_{w_r} \approx$ const.

Ein so einfaches Ergebnis kann für räumliche Fachwerke, bei denen wegen der gegenseitigen Beeinflussung der einzelnen Träger ungleich verwickeltere Verhältnisse herrschen, von vornherein nicht erwartet werden. Die aerodynamischen Zusammenhänge sind in der Tat nicht auf gleich einfache Formeln zu bringen. Die Versuche, über die wir im folgenden berichten, belegen das. Immerhin sind ihre Ergebnisse übersichtlich genug, um die Grundlage für ein noch immer handliches, den heutigen Winddruckvorschriften an Treffsicherheit überlegenes Berechnungsverfahren zu bilden. Die Handlichkeit des Verfahrens ist gesichert, weil es gelang, die Windbelastung eines räumlichen Fachwerks in verhältnismäßig einfacher Weise zurückzuführen auf die Windbelastung des einzelnen Gitterträgers.

2. Bezeichnungen.

Die Mehrzahl der benutzten Begriffe und Bezeichnungen ist bereits im 1. Teil erklärt. Neu werden hier folgende Bezeichnungen eingeführt:

[1]) O. Flachsbart, Modellversuche über die Belastung von Gitterfachwerken durch Windkräfte. 1. Teil: Einzelne ebene Gitterträger (Stahlbau 1934, Heft 9 u. 10, S. 65 u. 73), hier kurz zitiert als „1. Teil".

e [m] Abstand zwischen zwei parallelen Trägern; meist in der dimensionslosen Form e/d verwendet, wo d den Abstand zwischen den Mittellinien der beiden Gurte eines Gitterträgers bezeichnet,

$c_{w_{r\,I}}$ bei zwei parallel hintereinander liegenden Gitterträgern die Widerstandszahl des windseitigen Trägers (Widerstandszahl des vorderen Trägers „im Verbande"),

$c_{w_{r\,II}}$ entsprechend die Widerstandszahl des dem Winde abgewandten Trägers,

$c_{w_r}^{(e=\infty)}$ Widerstandszahl des einzelnen Trägers oder — was dasselbe besagt — Widerstandszahl des vorderen bzw. rückwärtigen Trägers beim Trägerabstand $e = \infty$,

$\psi_I = \dfrac{c_{w_{r\,I}}}{c_{w_r}^{(e=\infty)}}$ Abschirmungszahl des vorderen Trägers,

$\psi_{II} = \dfrac{c_{w_{r\,II}}}{c_{w_r}^{(e=\infty)}}$ Abschirmungszahl des rückwärtigen Trägers,

$\eta = \dfrac{\psi_{II}}{\psi_I}$ Abschirmungsverhältnis der beiden Träger,

P_g [kg] die auf ein räumliches Fachwerk ausgeübte gesamte resultierende Kraft

W_g [kg] desgl. Widerstand

A_g [kg] „ Auftrieb bzw. Quertrieb

N_g [kg] „ Normalkraft

T_g [kg] „ Tangentialkraft

NB. Die auf einen ebenen Gitterträger des räumlichen Fachwerks ausgeübten Kräfte haben den Zeiger g nicht: P, W, A, N, T (vgl. 1. Teil).

$C_{p_r} = P_g/q \cdot F_r$

$C_{w_r} = W_g/q \cdot F_r$

$C_{a_r} = A_g/q \cdot F_r$

$C_{n_r} = N_g/q \cdot F_r$

$C_{t_r} = T_g/q \cdot F_r$

Zugehörige Windkraftzahlen für die auf das räumliche Fachwerk ausgeübten Gesamtkräfte; durch großes C bezeichnet zum Unterschied von den mit kleinem c bezeichneten Windkraftzahlen für die auf einen einzelnen ebenen Gitterträger ausgeübten Kräfte. F_r bedeutet beim räumlichen Fachwerk stets die Ansichtsfläche eines Trägers, bei einem Gittermast z. B. die Ansichtsfläche einer Seitenwand, bei einer Brücke mit zwei Hauptträgern die Ansichtsfläche eines Hauptträgers.

Soweit nichts anderes bemerkt ist, wird auch hier wieder vorausgesetzt, daß der Windstrom örtlich und zeitlich gleichförmig oder doch sehr angenähert gleichförmig ist.

II. Zwei parallel hintereinander liegende Gitterträger (Trägerpaar).

1. Grundsätzliches.

Wir betrachten zwei parallel hintereinander liegende Gitterträger. Ein solches Trägerpaar kann als Elementarform eines räumlichen Fachwerks gelten. Vorausgesetzt wird, daß es sich um Träger gleicher Höhe, gleicher Spannweite, gleichen Umrisses, gleichen Fachwerktyps und gleichen Völligkeitsgrades handelt. Damit ist nicht gesagt, daß sie kongruent sein sollen; vielmehr wird eine Inkongruenz insofern zugelassen, als die Feldteilungen der beiden Träger gegeneinander versetzt sein können.

Bezeichnen wir den vorderen Träger mit I, den rückwärtigen mit II und entsprechend die Widerstände mit W_I und W_{II}, so ist der gesamte Widerstand der beiden Träger.

$$W_g = W_I + W_{II}. \tag{1}$$

Für Queranströmung ist diese Kraft gleichbedeutend mit der resultierenden Normalkraft N_g. Dividieren wir auf beiden Seiten durch das Produkt $q \cdot F_r$, so geht Gl. (1) über in die entsprechende Beziehung zwischen den Widerstandszahlen

$$C_{w_r} = c_{w_{r\,I}} + c_{w_{r\,II}}, \tag{2a}$$

wofür sich auch schreiben läßt

$$C_{w_r} = c_{w_{r\,\mathrm{I}}}\left(1 + \frac{c_{w_{r\,\mathrm{II}}}}{c_{w_{r\,\mathrm{I}}}}\right) \tag{2b}$$

oder mit den im Abschnitt I, 2 vereinbarten Bezeichnungen

$$C_{w_r} = c_{w_{r\,\mathrm{I}}}(1 + \eta). \tag{2c}$$

In diesen Gleichungen ist zunächst alles unbekannt. Wir kennen weder C_{w_r}, noch $c_{w_{r\,\mathrm{I}}}$, noch $c_{w_{r\,\mathrm{II}}}$. Das einzige, was wir kennen, was aber bislang in den Gleichungen noch nicht vorkommt, ist die Widerstandszahl des einzelnen Trägers, wenn er allein vorhanden ist oder — anders ausgedrückt — wenn der zweite Träger in einer Entfernung $e = \infty$ liegt (vgl. 1. Teil, etwa Bild 21). Wir wollen diese Widerstandszahl, die früher einfach c_{w_r} genannt wurde, hier, um Mißverständnissen vorzubeugen, vorübergehend mit $c_{w_r}^{(e=\infty)}$ bezeichnen. Über die Beziehung zwischen diesem Wert und den Zahlen $c_{w_{r\,\mathrm{I}}}$ und $c_{w_{r\,\mathrm{II}}}$ können wir nun jedenfalls eine, wenn auch sehr allgemeine Aussage machen. Offenbar liegt der vordere Träger im Staugebiet des rückwärtigen und der rückwärtige Träger im Totluftgebiet des vorderen. Jeder der beiden Träger liegt daher bei Anwesenheit des anderen in einem gestörten Strömungsfelde. Daraus folgt, daß

$$\left.\begin{matrix} c_{w_{r\,\mathrm{I}}} \\ c_{w_{r\,\mathrm{II}}} \end{matrix}\right\} \lessgtr c_{w_r}^{(e=\infty)}.$$

Schreiben wir statt dessen

$$c_{w_{r\,\mathrm{I}}} = \psi_{\mathrm{I}} \cdot c_{w_r}^{(e=\infty)} \text{ und } c_{w_{r\,\mathrm{II}}} = \psi_{\mathrm{II}} \cdot c_{w_r}^{(e=\infty)}, \tag{3}$$

so lassen sich die Gl. (2) überführen in

$$\left\{\begin{matrix} C_{w_r} = \psi_{\mathrm{I}} \cdot c_{w_r}^{(e=\infty)}\left(1 + \frac{\psi_{\mathrm{II}}}{\psi_{\mathrm{I}}}\right) \text{ oder} \\ C_{w_r} = \psi_{\mathrm{I}} \cdot c_{w_r}^{(e=\infty)}(1 + \eta). \end{matrix}\right. \tag{4}$$

Hierin ist jetzt $c_{w_r}^{(e=\infty)}$ eine bekannte Größe: die Widerstandszahl des einzelnen Trägers bei Abwesenheit des anderen. Damit ist formal der Anschluß an die Aerodynamik des einzelnen Trägers gewonnen.

Über ψ_{I} und ψ_{II} bzw. ψ_{I} und η, im besonderen über ihre Abhängigkeit von Trägerabstand, Völligkeitsgrad und anderen Parametern müssen besondere Versuche Auskunft geben. Man vergleiche dazu die folgenden Abschnitte. Voraussagen läßt sich vorerst nur so viel: Da das Totluftgebiet hinter einem umströmten Körper im wesentlichen ein Bereich verminderter Geschwindigkeit ist, muß sein

$$\psi_{\mathrm{II}} < 1{,}0,$$

d. h. der Widerstand eines Trägers, der im Windschatten eines anderen liegt, ist kleiner als der Widerstand desselben Trägers bei Abwesenheit des anderen.

Es ist daher sinnvoll, ψ_{II} als Abschirmungszahl des zweiten Trägers zu bezeichnen. Man wird dann zweckmäßig ψ_{I} die Abschirmungszahl des vorderen Trägers nennen und $\eta = \frac{\psi_{\mathrm{II}}}{\psi_{\mathrm{I}}}$ das Abschirmungsverhältnis der beiden Träger.

2. Versuche an zwei vollwandigen Platten ($\varphi = 1$).

Es ist angebracht, wie beim einzelnen Träger so auch beim Trägerpaar auszugehen vom Völligkeitsgrad $\varphi = 1$.

In Bild 1 sind Ergebnisse von Messungen an vier verschiedenen Plattenpaaren aufgetragen. Es handelt sich um ältere Messungen Eiffels an Kreisscheiben und an Rechteckplatten vom Seitenverhältnis $\lambda = l/h = 2$ [2]), um Messungen am sogenannten Träger ①, die 1921 in Göttingen im Auftrage des Deutschen Stahlbau-Verbandes ausgeführt wurden [3]), und endlich um eine zusätzliche Messung, die wir an einer Rechteckplatte $\lambda = 13{,}6$ vorgenommen haben.

Aufgetragen sind über dem Verhältnis $e : h$ = Plattenabstand : Plattenhöhe die Abschirmungszahlen ψ_{I} für die windseitige Platte und ψ_{II} für die dem Wind abgewandte Platte. Zur Erleichterung des Verständnisses sei daran erinnert, daß z. B. eine Ablesung $\psi_{\mathrm{I}} = 0{,}84$ für $e/h = 3{,}0$ bedeutet: Wenn der Abstand e zwischen den beiden Platten des betreffenden Plattenpaares gleich dem 3fachen der Plattenhöhe ist, dann erfährt die vordere Platte (I) eine Windkraft in Windrichtung, die nur 84% derjenigen Windkraft beträgt, die auf die gleiche Platte unter sonst gleichen Verhältnissen ausgeübt wird, wenn die zweite Platte (II) nicht da ist.

Wir entnehmen Bild 1 die folgenden Tatsachen:

a) Der Verlauf der ψ-Kurven ist abhängig von der Plattenform. Das entspricht der Erwartung, da schon der Widerstand der Einzelplatte sich als stark abhängig von der Plattengestalt erwies.

b) ψ_{I} liegt für die untersuchten Platten und für den Bereich der untersuchten Abstände ($e \leqq 8\,h$) zwischen 0,8 und 1,1, also sehr nahe um 1,0 herum. Das bedeutet, daß die Wirkung des rückwärtigen auf den vorderen Träger auch bei kleinen Abständen nicht sehr groß ist. Es zeigt aber gleichzeitig, daß infolge der Anwesenheit der zweiten Platte der Widerstand der vorderen größer werden kann als der Widerstand der einzelnen Platte (die Zunahme ist anscheinend bei gedrungenen Plattenformen — Kreisscheibe, Rechteckplatte $\lambda = 2$ — stärker als bei den technisch fast ausschließlich interessierenden schlanken Platten). Mit wachsendem Abstand muß sich ψ_{I} mehr und mehr dem Wert 1,0 nähern.

c) Die Beeinflussung der rückwärtigen Platte durch die vordere ist erheblich. Im Bereich kleiner Abstände — bis zum 2- und Mehrfachen der Plattenhöhe, je nach der Plattengestalt — nimmt ψ_{II} sogar negative Werte an, d. h. die rückwärtige Platte erfährt eine Windkraft entgegen der Windrichtung. Mit wachsendem Abstand Übergang des ψ_{II} zu positiven Werten. Auch in diesem Fall muß sich die Abschirmungszahl schließlich dem Grenzwert 1,0 beliebig nähern. Daß das aber langsamer geschieht, als man anzunehmen vielleicht geneigt ist, zeigt die Tatsache, daß selbst bei einem Plattenabstand gleich dem 8fachen der Plattenhöhe der Widerstand der rückwärtigen Platte noch immer um rd. 50% kleiner ist als der Widerstand der Einzelplatte.

Auf Grund dieser Ergebnisse können wir einige Voraussagen über das Verhalten zweier Gitterträger machen, die kongruent sind und — quer zu ihrer Netzebene gesehen — auf Deckung liegen. Wir deuten zu diesem Zweck die vollwandigen Platten des Bildes 1 als Teile eines Gitterfachwerks, etwa die Rechteckplatte $\lambda = 13{,}6$ als Stab von der Breite h.

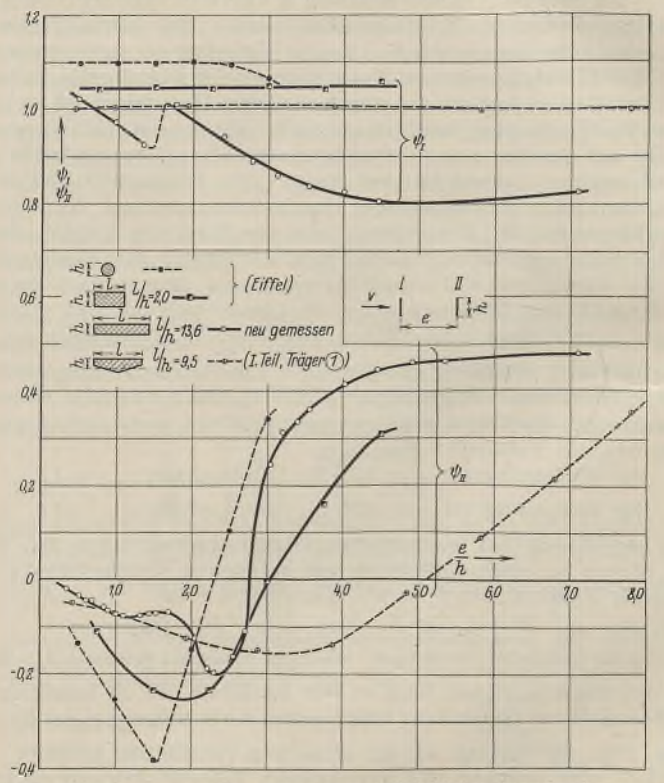


Bild 1. Abschirmungszahlen zweier parallel hintereinander liegender, quer angeströmter vollwandiger Platten.

Dann folgt: Liegen zwei quer angeströmte Gitterträger auf Deckung hintereinander, so muß erwartet werden:

für Abstände e bis zum 2- bis 5fachen der Stabbreite $\psi_{\mathrm{II}} < 0$ und, zum mindesten in einem Teilgebiet, $\psi_{\mathrm{I}} > 1{,}0$,

für größere Abstände $\psi_{\mathrm{II}} \to 1{,}0$, $\psi_{\mathrm{I}} \to 1{,}0$, aber so, daß sich ψ_{I} schneller dem Grenzwert 1,0 nähert als ψ_{II}.

Das gilt zunächst für auf Deckung liegende Träger mit platten Stäben, also für „schematisierte" Träger. Aber die Ergebnisse des 1. Teils berechtigen uns, die Überlegungen auch als gültig für Träger mit profilierten Stäben zu betrachten.

Handelt es sich um Gitterträger, deren Felder gegeneinander versetzt sind, so kann sich nichts Wesentliches ändern, solange die Trägerabstände groß sind. Für kleine Abstände ist mit Abweichungen zu rechnen, da die vom vorderen Träger nicht verdeckten Teile des rückwärtigen Trägers das Strömungsfeld merklich beeinflussen können. Genaueres läßt sich darüber nicht voraussagen.

Wir werden im Abschnitt II, 4, sehen, daß die Vorstellungen, die wir uns hier vom aerodynamischen Verhalten eines Trägerpaares entwickelt haben, zutreffen. Vorher seien im Anschluß an besondere Messungen noch einige Bemerkungen über das Strömungsfeld hinter einem einzelnen Gitterträger gemacht. Sie werden dazu dienen, das Verhalten des rückwärtigen Trägers eines Trägerpaares, für den nach Bild 1 erhebliche Abweichungen der Widerstandszahl $c_{w_{r\,\mathrm{II}}}$ vom $c_{w_r}^{(e=\infty)}$ erwartet werden müssen, verständlicher zu machen.

[2]) G. Eiffel, La résistance de l'air et l'aviation. 1. éd. Paris 1910, 2. éd. Paris 1911; deutsch von F. Huth, Berlin 1912. Vgl. auch den Bericht über die Eiffelschen Versuche in D. Banki, Energie-Umwandlungen in Flüssigkeiten, 1. Bd., S. 446 u. 447 und 461 bis 463. Berlin 1921.

[3]) AVA III, S. 146 ff. und 1. Teil, Bild 20.

Bild 2a. Verteilung der Gesamt- und der statischen Drücke.

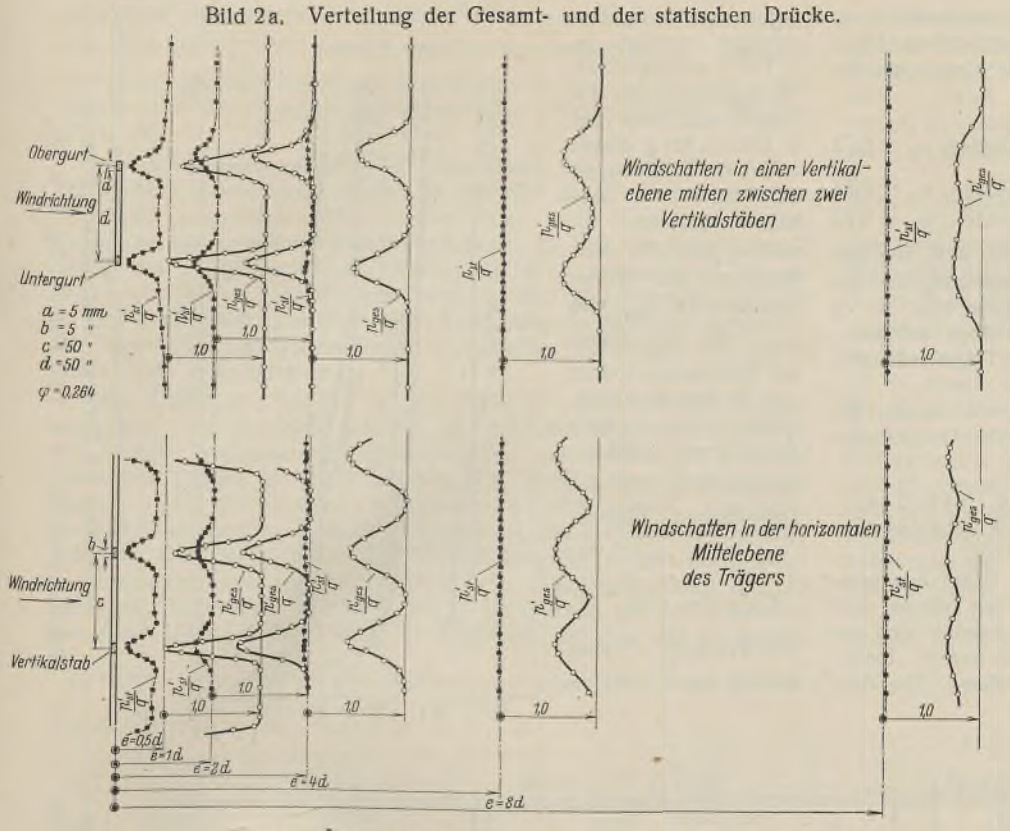


Bild 2b. Verteilung der Geschwindigkeiten.

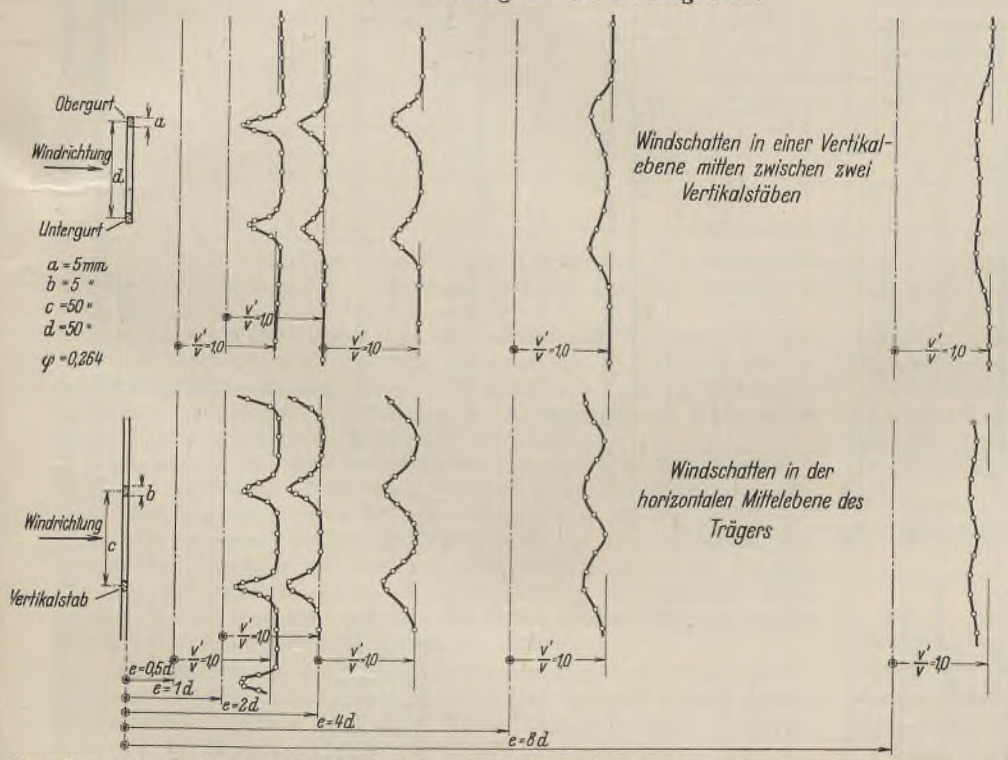


Bild 2a u. b. Druck- und Geschwindigkeitsfeld hinter einem quer angeströmten Leiterfachwerk. Die Abstände e sind hier ausnahmsweise von der Rückseite des Trägers aus gemessen und nicht (wie in allen anderen Fällen) von der mittleren Netzebene des Trägers aus.

3. Das Druck- und Geschwindigkeitsfeld hinter einem quer angeströmten Gitterträger.

Mit Hilfe eines kleinen Hakenrohres und einer kleinen statischen Sonde wurde in fünf Parallelebenen hinter einem „Leitermodell" die Verteilung des Gesamtdruckes p'_{ges} und des statischen Druckes p'_{st} gemessen. Aus p'_{ges} und p'_{st} erhält man den örtlichen Staudruck $q' = {}^1/_2\,\varrho\, v'^2$ zu

$$q' = p'_{ges} - p'_{st} \quad [kg/m^2]$$

und daraus die örtliche Geschwindigkeit v' zu

$$v' = \sqrt{\frac{2\,q'}{\varrho}} \quad [m/s]^4).$$

In Bild 2a ist die Verteilung der Gesamt- und der statischen Drücke aufgetragen, in Bild 2b die Verteilung der Geschwindigkeiten. Die Geschwindigkeiten wurden auf die ungestörte Windgeschwindigkeit v bezogen, die Drücke auf den Staudruck $q = {}^1/_2\,\varrho\, v^2$. Aufgetragen sind daher $\frac{p'_{ges}}{q}$, $\frac{p'_{st}}{q}$, $\frac{v'}{v}$. Der Abstand e der Meßebenen vom Träger ist in Vielfachen der Gurthöhe d ausgedrückt.

Die Verteilungskurven zeigen den zu erwartenden welligen Verlauf, hinter den Stäben Minima, hinter den freien Feldmitten Maxima. Die Welligkeit der Kurven klingt mit wachsendem Abstand ab. Verhältnismäßig schnell ist der statische Druck ausgeglichen[5]). Dagegen vollzieht sich der Ausgleich des Gesamtdrucks und infolgedessen auch der der Geschwindigkeit langsam. Die Ausbreitung der Windschattengebiete hinter den einzelnen Stäben ist deutlich zu verfolgen. Im Abstand $e = 8\,d$ haben sich die Windschatten gegenseitig durchsetzt (bei einem dichteren Fachwerk würde das bereits in kleinerem Abstand der Fall sein).

Dieses Strömungsfeld ist für einen zweiten Träger, der in Windrichtung gesehen hinter dem ersten eingebaut wird, das ungestörte — d. h. durch ihn selbst nicht gestörte Feld. Denkt man sich daher im Abstand e/d einen zweiten kongruenten Träger auf Deckung eingebaut und bezeichne $\overline{v'}$ die mittlere Geschwindigkeit am Ort der Stäbe des zweiten Trägers vor seinem Einbau, so muß ungefähr sein (es kann sich nur um Abschätzungen handeln)

$$c_{w_{r\,II}} \approx \left(\frac{\overline{v'}}{v}\right)^2 \cdot c_{w_r}^{(e=\infty)} \text{ bzw.}$$

$$\psi_{II} = \frac{c_{w_{r\,II}}}{c_{w_r}^{(e=\infty)}} \approx \left(\frac{\overline{v'}}{v}\right)^2,$$

denn die Windkräfte ändern sich — genügend große Reynoldssche Zahlen vorausgesetzt — proportional dem Quadrat der Geschwindigkeit. Infolgedessen lassen sich auf Grund der Ausmessung des Strömungsfeldes hinter einem Gitterträger (Bild 2b) folgende Aussagen machen (ihre Zuverlässigkeit läßt sich an Hand von Bild 3 sofort kontrollieren):

a) Die Störung des Geschwindigkeitsfeldes hinter einem Gitterträger klingt langsam ab. Die abschirmende Wirkung des vorderen auf den rückwärtigen Träger eines Trägerpaares muß daher noch bei großen Trägerabständen merklich sein. Für Fälle, die dem untersuchten etwa entsprechen ($\varphi = 0{,}264$) darf man für $e/d = 8$, d. h. für einen Trägerabstand von nahezu der 8fachen Trägerhöhe, erwarten:

$$\frac{\overline{v'}}{v} = 0{,}85 \qquad \psi_{II} \approx \left(\frac{\overline{v'}}{v}\right)^2 \approx 0{,}72.$$

Dabei kann es wenig ausmachen, ob die Träger auf Deckung liegen oder nicht, denn infolge der Vermischung der Windschatten ist die Geschwindigkeit im gestörten Gebiet schon ziemlich einheitlich geworden. Das gilt für große Abstände.

b) Im Gegensatz hierzu muß es für kleinere Abstände wesentlich sein, ob die Träger auf Deckung liegen oder nicht. Im ersten Fall befinden sich alle Stäbe des rückwärtigen Trägers in den deutlich ausgeprägten Geschwindigkeitsdellen des vom vorderen Träger ausgehenden Windschattens. Im zweiten Fall liegen Teile des zweiten Trägers in den Gebieten großer Geschwindigkeit. Eine Abschätzung der ψ_{II}-Werte stößt allerdings auf Schwierigkeiten. Die starke örtliche Veränderung der Geschwindigkeit beeinflußt die Umströmung der Stäbe des zweiten Trägers in nicht zu übersehender Weise. Aber selbst wenn man davon absieht, bleibt angesichts der schmalen Minima in den Geschwindigkeitsdellen die Frage offen, welche Geschwindigkeit die aerodynamisch wirksame ist. Immerhin kann man Schranken für die ψ_{II}-Werte zweier auf Deckung liegender Träger von dem in Bild 2a u. b untersuchten oder von ähnlichem Typ angeben. Setzt man als $\overline{v'}$ das örtliche v'_{min} der Dellen an,

[4]) Die örtlichen Drücke und Geschwindigkeiten sind mit einem Apostroph versehen, um sie von den entsprechenden Größen der ungestörten Strömung (z. B. v und q) zu unterscheiden.

[5]) Auf Grund von Bild 2a könnte man vermuten, daß der statische Druck in größerer Entfernung hinter dem Gitter wieder ansteigt. Das ist in Wahrheit nicht der Fall. Der gemessene kleine Druckanstieg hängt mit dem nicht ganz gleichmäßigen Druckverlauf längs der Achse des Windkanalfreistrahls zusammen.

das sicher kleiner ist als die aerodynamisch wirksame Geschwindigkeit, so wird man z. B. erwarten dürfen, daß die wirklichen Abschirmungszahlen größer sind als die mit v'_{min} errechneten und jedenfalls kleiner als der oben für $e/d = 8$ ermittelte Wert $\psi_{II} \approx 0{,}72$:

$e/d = 4$	$\frac{v'_{min}}{v} = 0{,}78$	$\left(\frac{v'_{min}}{v}\right)^2 =$ rd. 0,60	$0{,}60 < \psi_{II} < 0{,}72$
$e/d = 2$	„ $= 0{,}68$	„ = „ 0,46	$0{,}46 < \psi_{II} < 0{,}72$
$e/d = 1$	„ $= 0{,}66$	„ = „ 0,43	$0{,}43 < \psi_{II} < 0{,}72$

Für das ψ_{II} axial gegeneinander versetzter Träger ließen sich ähnliche Abschätzungen machen. Da dabei aber das Maß der Versetzung und der Fachwerktyp als Parameter eingehen, mag die Durchführung hier, wo es nur auf die Erörterung der grundlegenden Zusammenhänge ankommt, unterbleiben. Es genügt zu bemerken, daß ψ_{II} für versetzte Träger jedenfalls größer ist als für auf Deckung liegende.

Nach diesen vorbereitenden Bemerkungen können wir uns den Ergebnissen der Messungen an zwei hintereinander liegenden Gitterträgern zuwenden.

4. Versuche an zwei parallel hintereinander liegenden Gitterträgern gleichen Fachwerktyps und gleichen Völligkeitsgrades bei Queranströmung.

Es wurden zwölf Trägerpaare untersucht, davon elf Paare aus schematisierten Trägern, ein Paar aus Trägern mit profilierten Stäben, alle Träger von unendlichem Seitenverhältnis ($\lambda = \infty$). Es handelt sich um Gitterträger, die als Einzelträger bereits vorher untersucht waren: „Leiterfachwerke", Paralleträger mit V-Verband und mit N-Verband. Die Meßergebnisse für die Einzelträger wurden im 1. Teil veröffentlicht, die Ergebnisse für die Trägerpaare findet man in Bild 3a bis g dieses 2. Teils. Aufgetragen sind hier die Abschirmungszahlen ψ_I und ψ_{II} über e/d. Man berechnet die Widerstandszahlen $c_{w_{r\,I}}$ und $c_{w_{r\,II}}$ für die Träger der Trägerpaare, indem man die Abschirmungszahlen ψ_I bzw. ψ_{II} multipliziert mit der Widerstandszahl $c_{w_r}^{(e=\infty)}$ des betreffenden Trägers:

$$c_{w_{r\,I}} = \psi_I \cdot c_{w_r}^{(e=\infty)}$$

$$c_{w_{r\,II}} = \psi_{II} \cdot c_{w_r}^{(e=\infty)}.$$

Die Werte $c_{w_r}^{(e=\infty)}$ sind Bild 21 des 1. Teils zu

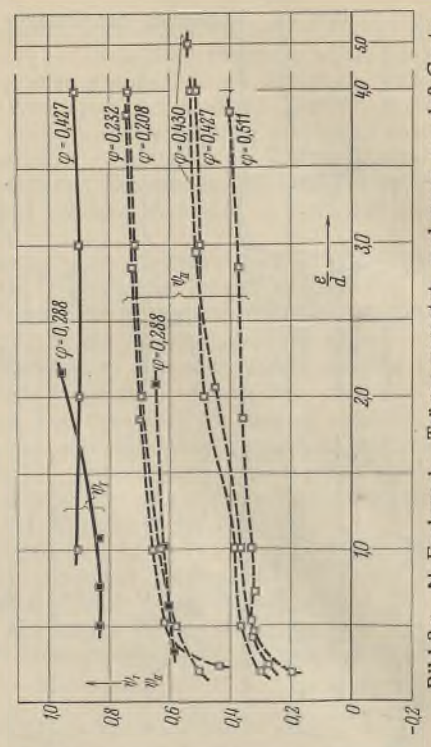


Bild 3g. N-Fachwerk. Träger versetzt, und zwar so, daß Gurte und Pfosten auf Deckung, Diagonalstäbe gekreuzt.

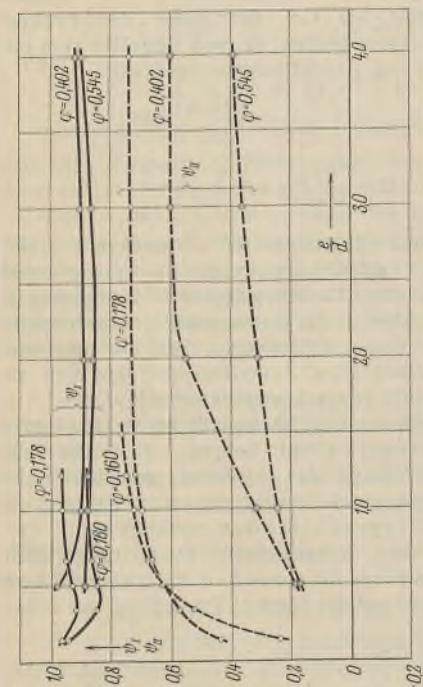


Bild 3b. Leiterfachwerk. Träger um eine halbe Feldweite gegeneinander versetzt.

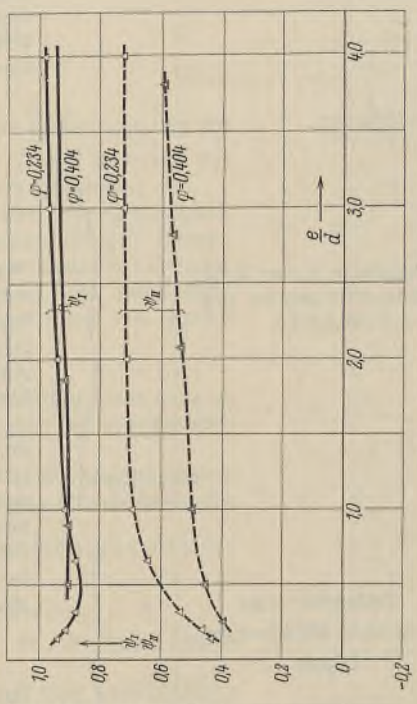


Bild 3d. V-Fachwerk. Träger um eine halbe Feldweite gegeneinander versetzt.

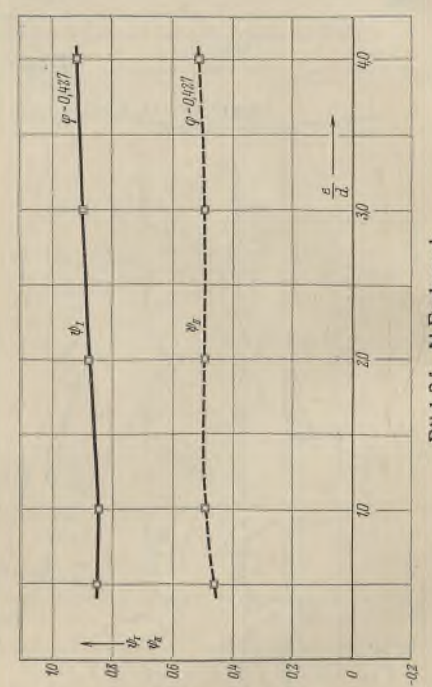


Bild 3f. N-Fachwerk. Träger um eine halbe Feldweite gegeneinander versetzt.

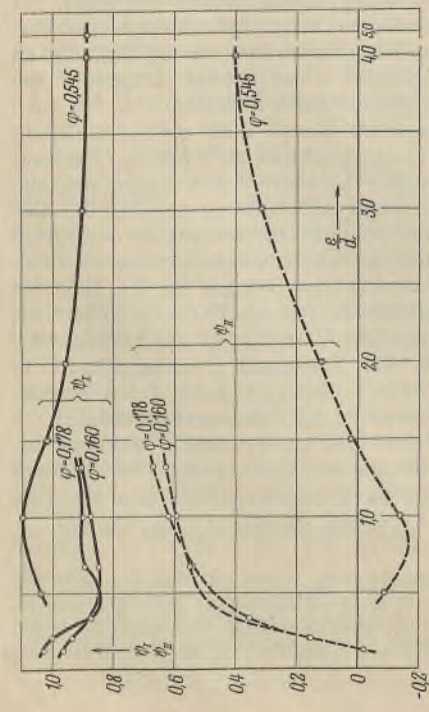


Bild 3a. Leiterfachwerk. Träger auf Deckung.

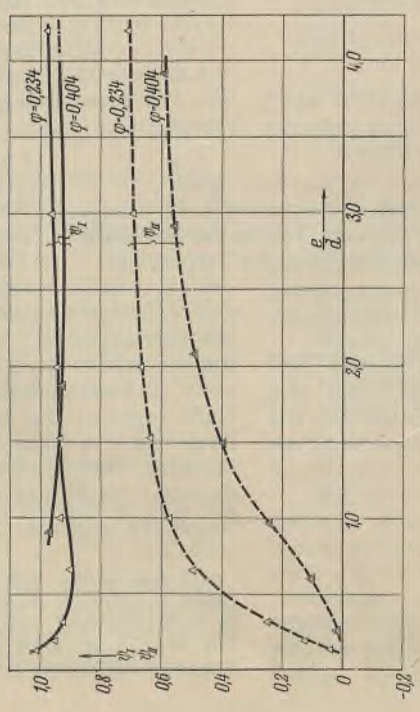


Bild 3c. V-Fachwerk. Träger auf Deckung.

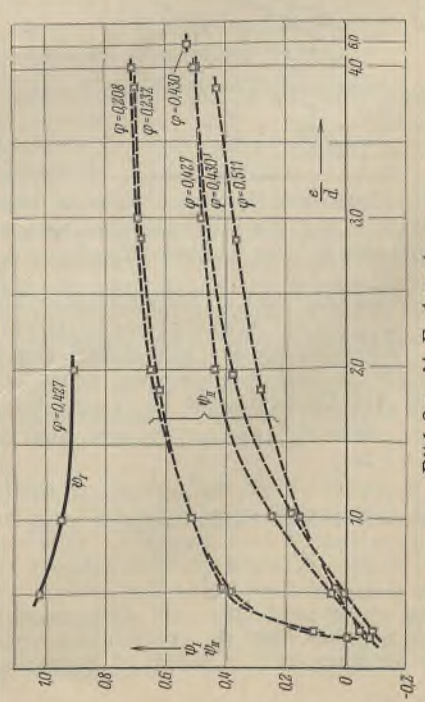


Bild 3e. N-Fachwerk. Träger auf Deckung.

Bild 3a bis g. Abschirmungszahlen von Trägerpaaren bei Queranströmung ($\alpha = 0°$) und unendlichem Seitenverhältnis ($\lambda = \infty$). Modellzeichnungen im 1. Teil, Bild 8b, 8g, 10 u. 18.

entnehmen. Man beachte nur, daß die Widerstandszahl des Einzelträgers dort nicht mit $c_{w_r}^{(e=\infty)}$, sondern kurz mit c_{w_r} bezeichnet ist. Die Meßpunkte für gleiche Trägertypen sind in Bild 21 des 1. Teils und in den Bildern 3 des vorliegenden 2. Teils mit den gleichen Zeichen versehen (○, △ usf.).

Zu den Messungen an zwölf Trägerpaaren von unendlichem Seitenverhältnis kommen aus früheren, im Auftrage des Deutschen Stahlbau-Verbandes ausgeführten Windkanalversuchen noch Messungen an vier Trägerpaaren von endlichem Seitenverhältnis. Es sind die Trägertypen ② bis ⑤ des 1. Teils (vgl. dort Bild 20), ② bis ④ schematisiert, ⑤ aus profilierten Stäben. Die Meßergebnisse für die Trägerpaare werden hier in Bild 4 mitgeteilt, gleichfalls unter Benutzung der Abschirmungszahlen. Die zugehörigen Windkraftzahlen für die isolierten Einzelträger sind Bild 21 des 1. Teils zu entnehmen.

Die Trägerpaare aus den Trägern ② bis ⑤ wurden nur auf Deckung untersucht. Das entspricht dem Fall, der bei Brückenüberbauten vorliegt. Die übrigen Trägerpaare (Parallelträger) sind zum großen Teil auch mit versetzten Trägern gemessen worden, um Verhältnissen Rechnung zu tragen, die bei Gittermasten und -türmen eine Rolle spielen. Die Träger wurden dabei stets so gegeneinander versetzt, daß die Gurte auf Deckung blieben. Das Maß der axialen Verschiebung betrug bei Leiter- und V-Fachwerken eine halbe Feldweite; beim V-Verband erhielt man so gekreuzte Diagonalen. Um auch bei N-Fachwerken mit nur steigenden oder nur fallenden Diagonalen im Trägerpaar den Fall der gekreuzten

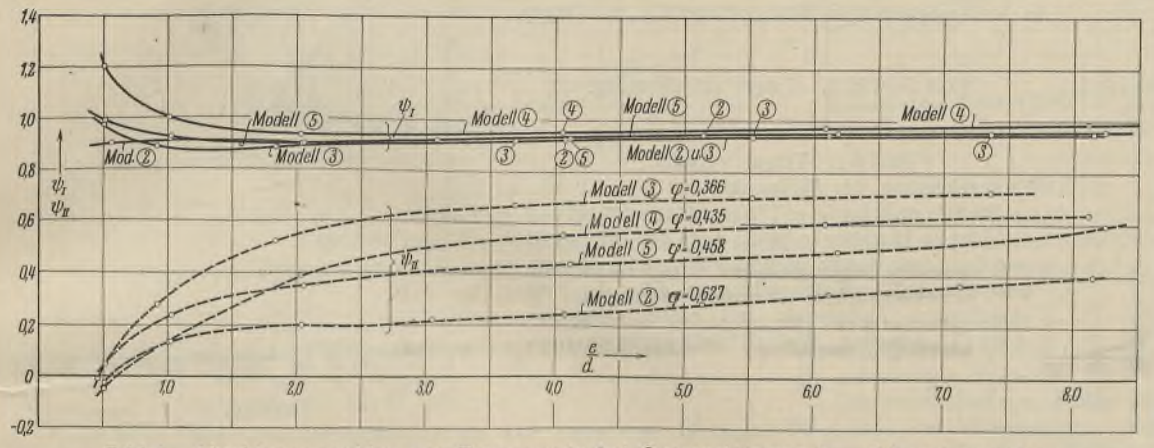


Bild 4. Abschirmungszahlen von Trägerpaaren bei Queranströmung ($\alpha = 0°$) und endlichem Seitenverhältnis ($\lambda = 9{,}5$). Träger auf Deckung. Modellzeichnungen in Bild 20 des 1. Teils. Nach AVA III.

Diagonalen zu verwirklichen (s. Bild 3g), wurde der zweite Träger um 180° in seiner Ebene gedreht. Bei dem Trägerpaar aus N-Fachwerk mit abwechselnd steigenden und fallenden Diagonalen konnte die Anordnung „gekreuzte Diagonalen" natürlich aus der Deckung heraus allein durch axiale Verschiebung eines Trägers erreicht werden.

Welche Anordnungen im einzelnen untersucht wurden, ist Bild 3 und 4 zu entnehmen. Nicht in jedem Fall wurde der gleiche e/d-Bereich durchgemessen, nicht für jedes Trägerpaar haben wir den Widerstand des vorderen Trägers bestimmt, auch ist nicht jedesmal das betreffende Trägerpaar auf Deckung und versetzt untersucht worden. Die Zahl der Parameter zwang zur Einschränkung der Versuche. Fortgelassen wurde aber nur, was man auf Grund anderer Versuche bereits kannte oder doch einigermaßen übersehen konnte.

Die Meßergebnisse entsprechen den Voraussagen, die sich in den vorangehenden Abschnitten auf Grund einfacher Überlegungen machen ließen. Wesentliches Ergebnis: geringe Beeinflussung des vorderen Trägers, starke Abschirmwirkung am rückwärtigen Träger.

$\psi_I = 0{,}8$ bis 1,1, dabei für normale Völligkeitsgrade $\psi_I < 1{,}0$, jedenfalls im Bereich $e/d > 1{,}0$; aber selbst für den sehr großen Völligkeitsgrad $\varphi = 0{,}511$ ist bei Trägern auf Deckung (d. h. in dem für den vorderen Träger ungünstigsten Fall) und $e/d = 1{,}0$ die Abschirmungszahl ψ_I nur wenig größer als 1,0. Da Trägerabstände $e/d < 1{,}0$ praktisch fast ganz außer Betracht bleiben können, ist $\psi_I = 0{,}9$ oder auch $\psi_I = 1{,}0$ ein ausreichender Näherungswert. Er gilt unabhängig vom Völligkeitsgrad und gleichgültig, ob die Träger auf Deckung liegen oder nicht.

ψ_{II} für kleine Abstände erwartungsgemäß negativ, mit zunehmenden Abständen zu positiven Werten wachsend. Annäherung an den Grenzwert 1,0 sehr langsam, so daß noch in einer Entfernung gleich dem achtfachen Gurtabstand erhebliche Abschirmung zu beobachten ist. Zur Erklärung dieser Erscheinung wird noch einmal auf die Abschnitte II, 2 und 3 verwiesen, im besonderen auf Bild 2b. Wie man erwarten mußte und Bild 3 u. 4 sofort entnimmt, ist ψ_{II} wesentlich abhängig von drei Größen:

Völligkeitsgrad,
Trägerabstand,
Lage der Träger zueinander (auf Deckung oder versetzt).

Um diese Abhängigkeiten übersichtlicher zum Ausdruck zu bringen, sind in Bild 5a bis e die gemessenen Abschirmungswerte über dem Völligkeitsgrad φ aufgetragen mit dem Trägerabstand e/d als Parameter. Dabei wurde, um den unmittelbaren Anschluß an Gl. (2c) und (4) zu ermöglichen, nicht mehr ψ_{II}, sondern das Abschirmungsverhältnis η als Ordinate benutzt, das ja nichts anderes als die auf ψ_I bezogene Abschirmungszahl ψ_{II} ist $\left(\eta = \frac{\psi_{II}}{\psi_I}\right)$. Hierbei macht es sich nun allerdings unangenehm bemerkbar, daß ψ_I nicht für alle Trägerpaare gemessen ist. Wir haben diese Unannehmlichkeit umgangen, indem wir in allen Fällen, in denen ψ_I nicht aus Messungen bekannt war, den sicher guten Näherungswert $\psi_I = 0{,}9$ benutzt haben. Die entsprechenden Punkte sind in Bild 5 durch eine Fahne (⚑) gekennzeichnet. Die e/d-Werte haben wir in diesen Bildern, soweit es sich um Träger auf Deckung handelt, auf $e/d = 1{,}0$, 2,0, 4,0 und 6,0 beschränkt. Für versetzte Träger ist η in Abhängigkeit von φ sogar nur für $e/d = 1{,}0$ aufgetragen. Da der Fall versetzter Träger fast nur bei Gittermasten und -türmen vorkommt und die Querschnitte dieser Raumfachwerke fast durchweg quadratisch sind, also die Bedingung $e/d = 1{,}0$ sehr angenähert erfüllen, darf die Beschränkung auf $e/d = 1{,}0$ als gerechtfertigt gelten. Im übrigen kann eine Auftragung der η-Werte für andere Werte e/d jederzeit auf Grund von Bild 5 erfolgen.

Aus Bild 5 ist folgendes abzulesen: Ein Einfluß des Fachwerktyps besteht; er ist aber so schwach, daß man ihn vernachlässigen kann. Ein merklicher Einfluß der Stabprofile ist nicht festzustellen. Trägerumriß und Seitenverhältnis spielen keine entscheidende Rolle, solange der Völligkeitsgrad nicht groß, im besonderen nicht $\varphi = 1$ ist. Diese Beobachtungen befinden sich in Übereinstimmung mit den aus der Aerodynamik der Einzelträger (1. Teil) bekannten Tatsachen. Von erheblichem Einfluß ist, worauf wir schon hinwiesen, der Völligkeitsgrad. Auch das entspricht dem Verhalten des Einzelträgers. Nur besteht ein wesentlicher Unterschied insofern, als beim Einzelträger der Völligkeitsgrad der einzige praktisch wirksame Parameter ist; beim Trägerpaar treten neben ihn, also als nicht vernachlässigbar, Trägerabstand und Lage der Träger zueinander. Wie ein Blick auf Bild 5 lehrt, überwiegt der Einfluß des Völligkeitsgrades.

Die Berechnung der resultierenden Windkraft W_g eines quer angeströmten Trägerpaares hat hiernach unter Berücksichtigung von Völligkeitsgrad, Trägerabstand und Lage der Träger zueinander zu erfolgen[6]). Gemäß der Definition der resultierenden Widerstandszahl C_{w_r} ist

$$W_g = C_{w_r} \cdot {}^1/_2 \varrho v^2 \cdot F_r \text{ [kg]}$$

(F_r = Ansichtsfläche eines Trägers!). Für C_{w_r} läßt sich nach Gl. (4) schreiben

$$C_{w_r} = \psi_I \cdot c_{w_r}^{(e=\infty)} (1 + \eta).$$

ψ_I und η können Bild 3 u. 4 oder entsprechenden Meßergebnissen entnommen werden. Beide Größen sind abhängig von φ, e/d und gegenseitiger Trägerlage. Die Abschirmungszahl ψ_I ist aber, wie wir gesehen haben, gegen Änderung der drei Zustandsgrößen so wenig empfindlich, daß es für technische Zwecke genügt, $\psi_I \approx$ const zu setzen. Wir haben die Wahl zwischen $\psi_I = 0{,}90$ und $\psi_I = 1{,}0$. Wir entscheiden uns für

$$\psi_I = 1{,}0 = \text{const}, \tag{5}$$

da wir mit diesem Wert auf der sicheren Seite bleiben und den Rechnungsgang vereinfachen[7]). ψ_I = const bedeutet: Wir vernachlässigen in erster Näherung die Wirkung des rückwärtigen auf den vorderen Träger.

[6]) Das im Nachstehenden geschilderte Berechnungsverfahren ist bereits in einer früheren, unveröffentlichten Arbeit des erstgenannten Verfassers enthalten („Windbelastung stählerner Brücken. Vorarbeiten für den Entwurf neuer Berechnungsvorschriften auf Grund ausgeführter Versuche"). Es handelt sich um eine Darstellung, die im Februar 1934 für die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft und den Deutschen Stahlbau-Verband verfaßt wurde.

[7]) Bei der Ermittlung der η-Werte für Trägerpaare, deren ψ_I nicht gemessen war, haben wir oben $\psi_I = 0{,}9$ gesetzt. Dazu sei bemerkt: Läßt man die Wahl zwischen $\psi_I = 0{,}9$ und $\psi_I = 1{,}0$ zu, so liefert $\psi_I = 0{,}90$ für η den größeren Wert, dagegen $\psi_I = 1{,}0$ für C_{w_r} den größeren Wert. Wir haben also über die zur Wahl gestellten ψ_I-Werte in jedem der beiden Fälle so verfügt, daß das Ergebnis nach der sicheren Seite neigt

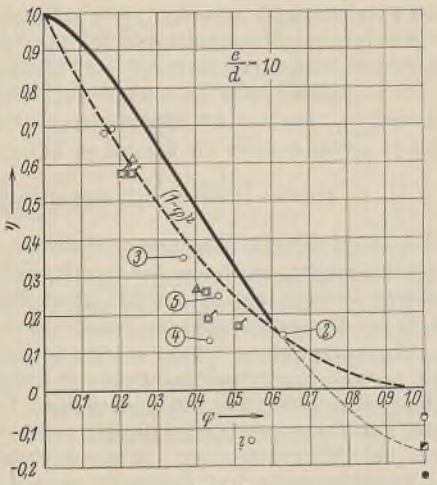


Bild 5a.

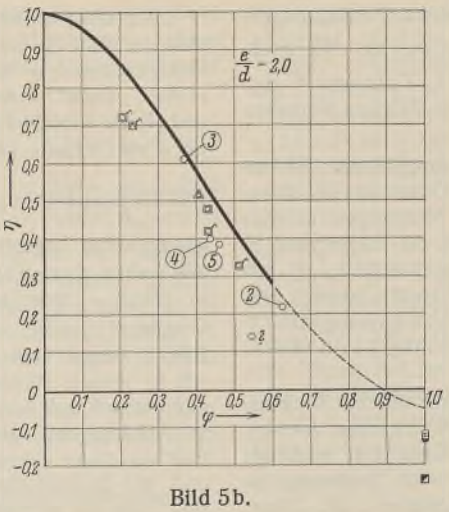


Bild 5b.

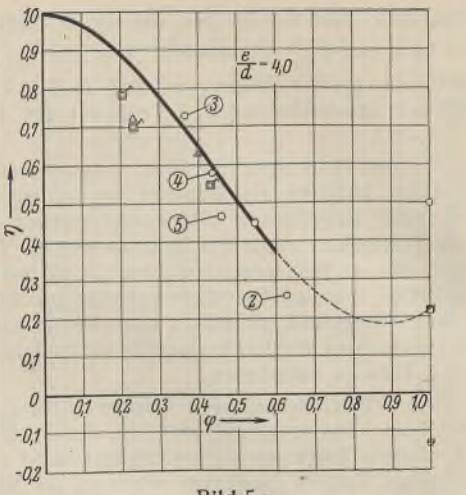


Bild 5c.

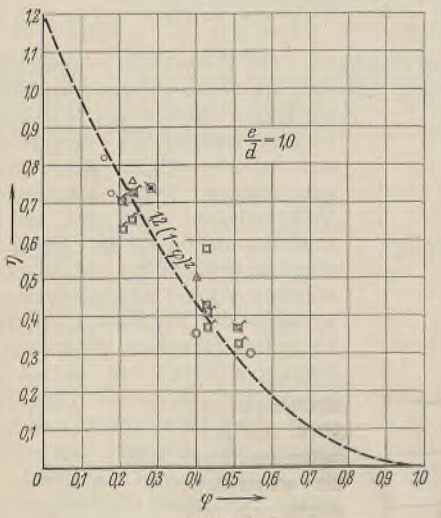


Bild 5e.

Bild 5a bis e.
Abschirmungsverhältnis η von Trägerpaaren in Abhängigkeit vom Völligkeitsgrad φ der Träger.

Bild 5a bis d. Träger auf Deckung.

Bild 5e. Träger versetzt.
Kennzeichnung der Meßpunkte für $\varphi = 1{,}0$ wie in Bild 1 und für $\varphi < 1{,}0$ in Übereinstimmung mit Bild 3. Um aber in Bild 5e die den Bildern 3f und 3g zugeordneten Meßpunkte voneinander zu unterscheiden, wurden die dem Bild 3g entsprechenden Meßpunkte mit einem Diagonalstrich (\) versehen. Weitere Erklärungen im Text.

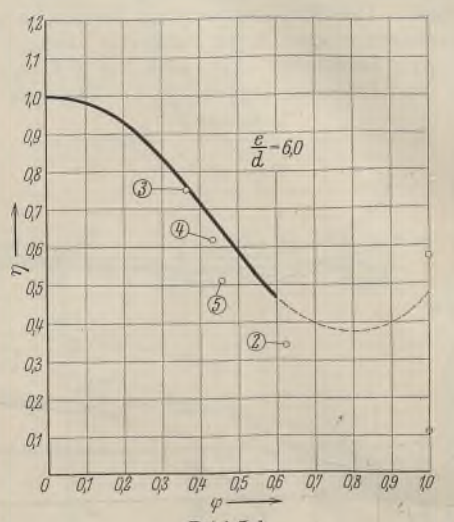


Bild 5d.

Die $\eta(\varphi, e/d)$-Diagramme wird man für technische Winddruckberechnungen zweckmäßig noch umgestalten, etwa in folgender Weise: Eine Schar $\eta(\varphi)$ für gegebenes e/d hat so mäßige Streuung, daß man den physikalischen Zusammenhang durch eine Funktion $\eta(\varphi)$ annähern kann. Praktisch heißt das, daß man durch die Schar der Meßpunkte eine mittlere Kurve legt. Der erstgenannte Verfasser hat früher auf Grund einiger Vorversuche die Näherungsformeln

$$\left.\begin{aligned} \eta &= (1-\varphi)^2 \text{ für Träger auf Deckung} \\ \eta &= 1{,}2\,(1-\varphi)^2 \text{ für gegeneinander versetzte Träger} \end{aligned}\right\} \text{ bei } e/d = 1$$

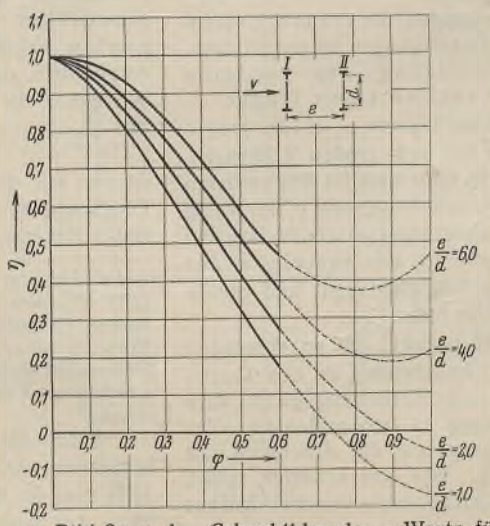
angegeben[8]). Die Kurven sind in Bild 5a u. e gestrichelt eingetragen; sie passen sich dem gemessenen Verlauf einigermaßen an, sind daher für Abschätzungen brauchbar. Ihre Erweiterung auf die Verhältnisse bei größeren e/d-Werten (Werte $e/d < 1$ bleiben hier außer Betracht) ist möglich, aber nur unter Verzicht auf die Einfachheit, die solchen Näherungsformeln allein ihre Existenzberechtigung verleiht. Man wird sich daher zeichnerisch helfen. In Bild 5a bis d ist das für auf Deckung liegende Träger geschehen (ausgezogene Kurven mit dünn gestrichelter Fortsetzung); das Resultat ist in Bild 6a zusammengestellt. Allerdings handelt es sich hier nicht mehr um Mittelkurven, sondern um Randkurven, die jeweils am oberen Rand der Meßpunktscharen entlanglaufen. Die Wahl oberer Randkurven findet ihre Begründung unmittelbar in unserer Absicht, Grundlagen für ein technisches Berechnungsverfahren zu schaffen: der Berechnung müssen η-Werte zugrunde gelegt werden, die jedenfalls nicht oder doch nicht wesentlich zu klein sind[9]). Die gezeichneten η-Kurven müßten sich etwa oberhalb $\varphi = 0{,}6$ verzweigen, da bei großen Völligkeitsgraden das Seitenverhältnis eine Rolle spielt. Wir haben auf die genaue Verfolgung dieser Zusammenhänge verzichtet und zum Zeichen hierfür die Kurven im Bereich $0{,}6 \leqq \varphi \leqq 1{,}0$ ohne Verzweigungen dünn gestrichelt, da Völligkeitsgrade $0{,}6 < \varphi < 1{,}0$ praktisch kaum vorkommen. Für $\varphi = 1$ sind die Verhältnisse einigermaßen bekannt. Wir haben die aus Bild 1 abzulesenden η-Werte eingetragen, indem wir für die vollwandige Platte $d = h$ setzten.

Für technische Zwecke wird es sich empfehlen, die Änderung von η oberhalb $\varphi = 0{,}6$ unberücksichtigt zu lassen, also zu setzen

$$0{,}6 \leqq \varphi \leqq 1{,}0 \qquad \eta = \eta|_{\varphi = 0{,}6} = \text{const.}$$

Dann ergibt sich ein letzter Schritt zur Vereinfachung von selbst: der Ersatz der Kurvenschar Bild 6a durch eine Schar nach Art der

Bild 6a.



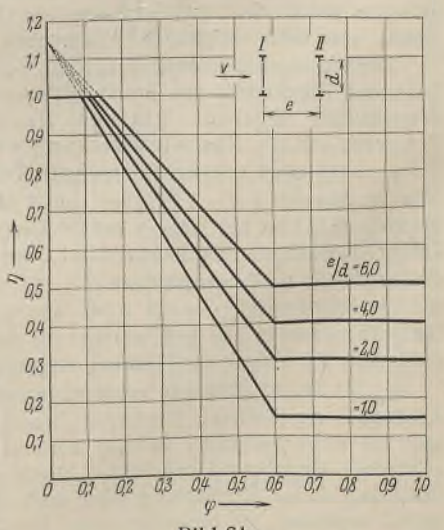


Bild 6b.

Bild 6a u. b. Schaubilder der η-Werte für die technische Windkraftberechnung von Trägerpaaren, deren Träger auf Deckung liegen. Entwickelt auf Grund der Bilder 5a bis d. Die abgelesenen η-Werte sind in Gl. (7) einzusetzen.

[8]) O. Flachsbart, Winddruck auf vollwandige Bauwerke und Gitterfachwerke (Verhandlungen d. Intern. Vereinig. f. Brückenbau u. Hochbau, Bd. 1, S. 153 ff., Zürich 1932). — Die Belastung von Bauwerken durch Windkräfte (Beitrag z. Lehrb. d. angew. Hydromechanik von W. Kaufmann, 2. Bd., Berlin 1934).

[9]) Daß die η-Kurve für $e/d = 1$ (Bild 5a) etwas hoch liegt, hängt damit zusammen, daß wir bei der Festlegung der Kurven die noch unveröffentlichten Versuchsergebnisse von Herrn Dickmann (vgl. Abschnitt III) mit berücksichtigt haben.

in Bild 6b gezeichneten, die in folgender Weise stückweise linear aufgebaut ist:

$$(6)\quad \begin{cases} 0 \leqq \varphi < 0{,}1 \ldots & \eta = \quad 1{,}0 = \text{const} \\ 0{,}6 \leqq \varphi \leqq 1{,}0 & \eta = \eta|_{\varphi = 0{,}6} = \text{const} \\ \text{dazwischen eine einparametrige Geradenschar} & \\ \qquad \eta \approx 1{,}15\,[1{,}0 - 1{,}45\,\varphi\,(e/d)^{3/4}]. & \end{cases}$$

In entsprechender Weise kann man für versetzte Träger verfahren. Man beachte, daß man es praktisch fast ausschließlich mit Gitterträgern von Völligkeitsgraden $0{,}1 < \varphi < 0{,}6$ zu tun hat.

Die Windkraftberechnung für ein quer angeströmtes Trägerpaar ist hiermit auf ein sehr einfaches Verfahren reduziert. Es besteht in der Anwendung von Gl. (4), die sich unter Benutzung von Gl. (5) vereinfacht zu

$$C_{w_r} = c_{w_r}^{(e=\infty)}(1 + \eta)$$

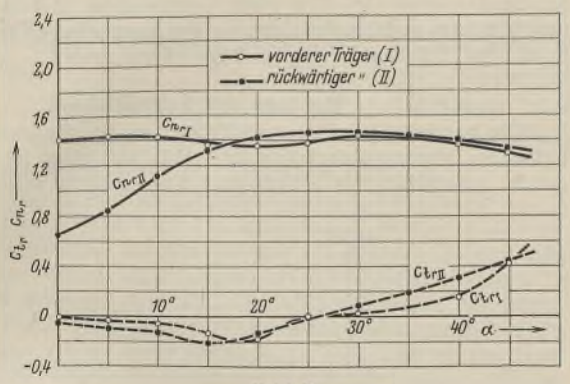


Bild 7a.

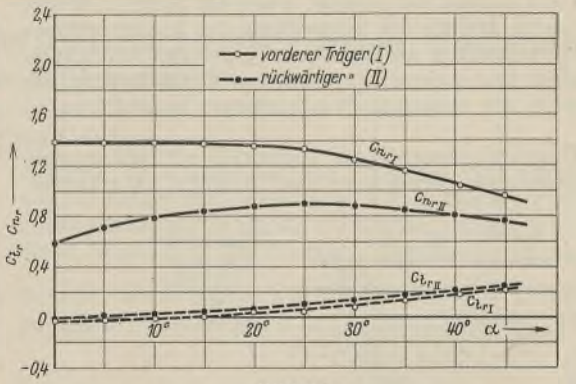


Bild 7b.

Bild 7a u. b. Trägerpaar aus zwei Trägern vom Typ ⑤, $\varphi = 0{,}458$. Schräganströmung von oben (Bild 7a, vgl. hierzu auch die Definitionsskizze in Bild 8) und von der Seite (Bild 7b). Trägerabstand $e/d = 4{,}12$ (hierbei d = mittlere Entfernung zwischen den Mittellinien der Gurte eines Trägers). Nach AVA III.

oder, indem wir jetzt statt $c_{w_r}^{(e=\infty)}$ wieder kurz c_{w_r} schreiben, zu

$$(7)\quad C_{w_r} = c_{w_r}(1 + \eta).$$

Hierin ist c_{w_r} den Versuchsergebnissen für den Einzelträger zu entnehmen (1. Teil), näherungsweise darf gesetzt werden

$$\left.\begin{aligned} c_{w_r} &= 1{,}8 \text{ für } \varphi < 0{,}25 \\ c_{w_r} &= 1{,}6 \text{ für } \varphi \geqq 0{,}25 \end{aligned}\right\} \text{(vgl. 1. Teil).}$$

η kann Bild 5 u. 6 oder ähnlichen Diagrammen entnommen werden. Für Träger auf Deckung und

$$0{,}1 \leqq \varphi \leqq 0{,}6 \text{ genügt } \eta = 1{,}15\,[1{,}0 - 1{,}45\,(e/d)^{3/4}].$$

Wir werden im folgenden — nach einigen Bemerkungen über das Verhalten eines Trägerpaares bei Schräganblasung — prüfen, in welcher Weise sich aus der Windkraftberechnung für Trägerpaare ein Verfahren zur Windkraftberechnung für Brücken, Maste und Türme entwickeln läßt.

5. Versuche an zwei parallel hintereinander liegenden kongruenten Trägern bei Schräganströmung. Träger auf Deckung.

Ein Trägerpaar aus zwei Brückenträgermodellen vom Typ ⑤ des 1. Teils mit $e/d = 4{,}12$ wurde bei Schräganströmung von oben und von der Seite untersucht (Versuche des Deutschen Stahlbau-Verbandes 1921). Die Ergebnisse sind in Bild 7a u. b aufgetragen, und zwar unter Benutzung der Normalkraftzahl $c_{n_{r\,\mathrm{I}}}$ und der Tangentialkraftzahl $c_{t_{r\,\mathrm{I}}}$ für den vorderen Träger (I) bzw. der entsprechenden Zahlen $c_{n_{r\,\mathrm{II}}}$ und $c_{t_{r\,\mathrm{II}}}$ für den rückwärtigen Träger (II). Für Queranströmung ($\alpha = 0°$) ist $c_{n_r} = c_{w_r}$.

Man findet wie beim Einzelträger, daß die Tangentialkräfte vernachlässigbar klein sind. Außerdem zeigt die c_{n_r}-Kurve für den vorderen Träger fast genau den gleichen Verlauf wie beim einzelnen Träger (man vergleiche Bild 7 des vorliegenden 2. Teils mit Bild 22 u. 23 des 1. Teils). Die Normalkraftzahlen des vorderen Trägers sind im Verbande nur etwas kleiner als bei Abwesenheit des Trägers II (eine Folge der Abschirmung des rückwärtigen Trägers).

Die Normalkraft des zweiten Trägers wächst zunächst mit zunehmender Schräglage der Windrichtung. Für $\alpha = 25°$ war bei der untersuchten Anordnung sowohl für seitliche wie für Schräganströmung von oben ein Maximum erreicht. Der Abfall jenseits des Maximums erfolgt langsam. Daß die $c_{n_{r\,\mathrm{II}}}$-Kurven qualitativ diesen Verlauf haben müssen, ist leicht einzusehen. Auch quantitative Aussagen lassen sich in gewissem Umfang im voraus machen, wenn man — wie hier — das Verhalten des einzelnen Trägers bei Schräganströmung kennt. Auf die Durchführung dieser Betrachtung sei hier aber verzichtet.

Es genügt, wenn wir uns anmerken, daß beim schräg vom Wind getroffenen Trägerpaar die Tangentialkräfte beider Träger in erster Näherung vernachlässigt werden können und bei nicht zu kleinen Trägerabständen der Verlauf der Normalkraft des vorderen Trägers nahezu unabhängig von der Anwesenheit des rückwärtigen Trägers ist. (Fortsetzung folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Neuzeitliche Bauausführung eines Salzspeichers.

Von Gerstner, VDI, Erfurt.

In der Kali-Industrie werden zur Aufspeicherung der gewonnenen Kalisalze fast ausnahmslos Holzschuppen verwendet, welche, in früherer Zeit rein handwerksmäßig hergestellt, mit dem durch die Entwicklung der Kali-Industrie bedingten Anwachsen der Abmessungen zu ansehnlichen Ingenieurkonstruktionen wurden. Der Querschnitt dieser Speicher besteht aus den Stützmauern aus Beton oder Eisenbeton, welche den seitlichen Salzdruck aufnehmen und die Holzdachkonstruktion tragen, deren Form dem natürlichen Böschungswinkel des Salzes angepaßt wird.

Infolge der erforderlichen großen freien Stützweite war man natürlich bestrebt, Stahl für die Haupttragkonstruktion zu verwenden, besonders auch deshalb, weil die Einrichtungen für das Ein- und Ausbringen des Salzes ohne weiteres an der Stahlkonstruktion angebracht werden können. Wegen der durch den Feuchtigkeitsgehalt des Salzes möglichen Rostgefahr hatte man bisher Bedenken gegen die Ausführung in Stahl. Diese Gefahr läßt sich jedoch durch geeignete Maßnahmen ausschalten. Unter diesen Gesichtspunkten ist die nachstehend beschriebene Konstruktion eines vor wenigen Wochen für die Kali-Werke Aschersleben, Schachtanlage Hattorf in Philippsthal-Werra, ausgeführten Salzspeichers entworfen worden.

Bild 1 zeigt einen Querschnitt durch den Speicher. Der Binder besteht aus den vollwandigen, unten eingespannten Seitenteilen, welche den Salzdruck aufnehmen, und einem leichten Fachwerkteil im First, welcher die Beschickungsanlage aufnimmt. Die Form der Dachbinder ist durch die verlangte Schütthöhe und das Fassungsvermögen des Speichers bedingt. Als Beschickungseinrichtung dient eine Hängebahn, welche den Speicher in der Längsrichtung durchfährt. Unter ihr befindet sich gleichfalls, an den erwähnten Fachwerkbindern aufgehängt, eine Holzbalkendecke mit Schüttöffnungen, welche eine Kontrolle der Hängebahn usw. ermöglicht.

Zur Entnahme des Schüttgutes dient ein Förderband, welches in der Schuppenachse unter Flur in einem Bandkanal läuft; an dieses Band wird das Salz durch den Kratzer herangeschafft, welcher unten auf einer Schiene über dem Kanal läuft und unter der Holzbalkendecke seitlich geführt wird.

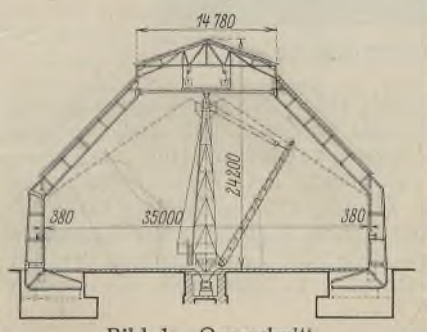


Bild 1. Querschnitt.

Um den Speicher bis an den hinteren Giebel vollschütten zu können, muß die Möglichkeit gegeben sein, den Kratzer aus dem Lagerraum herauszuschaffen; zu diesem Zweck ist am Giebel ein Anbau, der Kratzervorbau, angeordnet. Nachdem der Kratzer

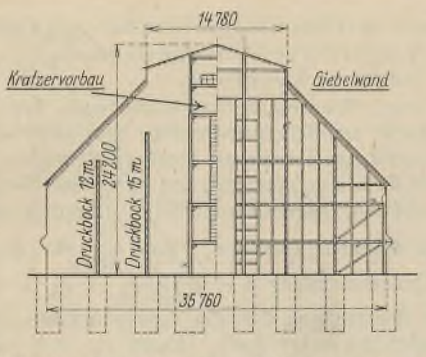


Bild 2. Giebelwand und Kratzervorbau.

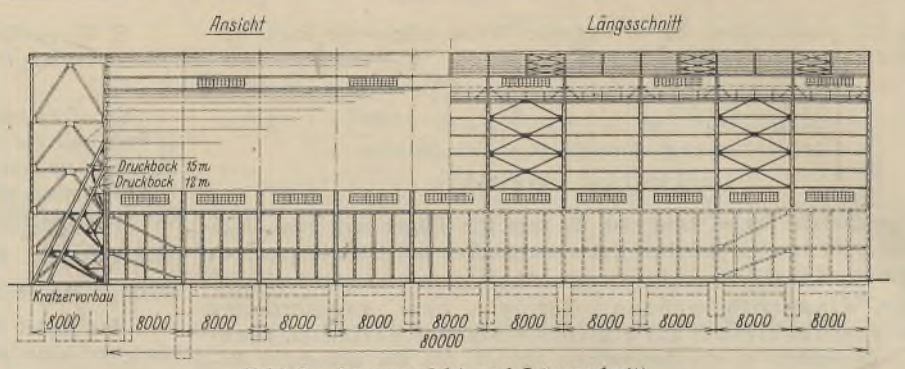


Bild 3. Längsansicht und Längsschnitt.

hier untergebracht ist, wird die Einfahrtöffnung durch Holzspanten verschlossen. Von hier aus beginnt der Kratzer, wenn der Speicher wieder geleert werden soll, seine Arbeit. Die Seitenwände des Kratzervorbaues dienen gleichzeitig zur Aussteifung der Giebelwand gegen den Seitendruck. Zu dem gleichen Zweck sind weitere Druckböcke an der Außenseite der Giebelwand angeordnet, die sowohl in Bild 2 als auch in Bild 3 zu erkennen sind.

Bild 3 zeigt die Gesamtanordnung in der Längsansicht mit Fundamenten. Auch sind hier Kratzervorbau, Druckböcke usw. deutlich zu erkennen.

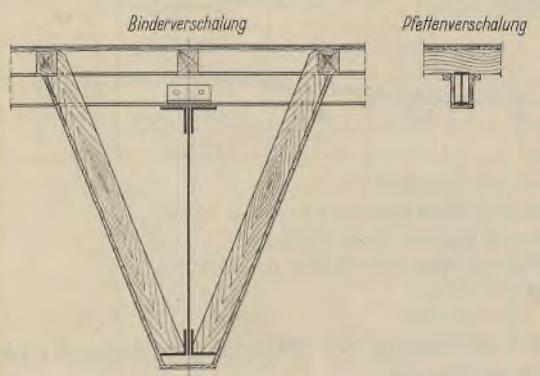


Bild 4. Binder- und Pfettenverschalung.

Um der eingangs erwähnten Rostgefahr zu begegnen, werden die Dachbinder nach besonderer Art durch eine Holzschalung verkleidet, die sich von der Längswand bis zum Dachaufbau raupenförmig auswirkt, wie in Bild 4 zu erkennen ist. In ähnlicher Weise sind die Dachpfetten geschützt.

Auf diese Art und Weise ist nach innen die gesamte Tragkonstruktion vollständig eingeschlossen und gegen jede Rostbildung geschützt. Die

Bild 6. Binderaufstellung.

eingespannten Dachbinderstiele sind außerhalb der Längswand einbetoniert (Bild 5) und schmiegen sich harmonisch als Pfeilervorlagen der Dachhaut (Eternit) an. Die Längswände sind mit Hilfe von Peiner-Trägern konstruiert, die den Seitendruck des Salzes aufzunehmen haben. Als Hauptriegel dient ein IP-Träger 65, welcher die Kräfte auf den Dachbinderstiel überträgt. Durch diese Ausbildung der Fachwände sind die besonderen Stützmauern entbehrlich, ein Umstand, der den Entschluß zum Bau eines Salzschuppens in Stahl nicht unwesentlich beeinflussen dürfte.

Die Verkleidung der Fachwände ist ebenfalls in Bild 5 dargestellt.

Auf Grund der erwähnten Konstruktionseinzelheiten ist es gelungen, der Bauherrschaft den Bau eines Salzspeichers in Stahl zu ermöglichen, nachdem man es jahrzehntelang aus den erwähnten Gründen kaum gewagt hatte, dem Stahlbau in dieser Frage näherzutreten.

Montage des Salzspeichers.

Die beschränkten Platzverhältnisse an der Baustelle bedingten ganz besondere Montagevorbereitungen. Mit Hilfe einer fahrbaren Bühne und auf ihr untergebrachter elektrischer Kabelwinden wurden drei Schwenk-

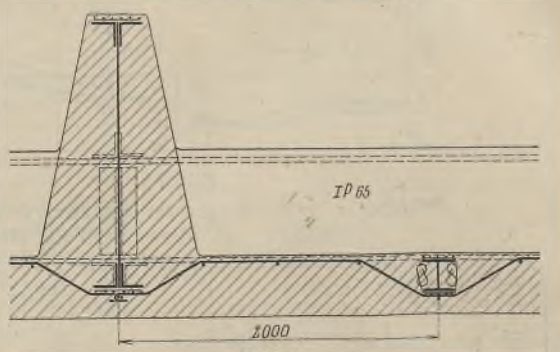


Bild 5.
Ummantelung der Binderstiele und Wandausbildung.

maste bedient, welche die zusammengenieteten Dachbinder in die zuerst verlegten Binderfüße einführten (Bild 6).

Die verhältnismäßig schlechten Bodenverhältnisse gaben Veranlassung zu teilweise umfangreichen Abstützungen der Laufbahn für die Fahrbühne, da die Bauzeit außerordentlich kurz war. Nachdem einige Binderfelder ausgerichtet waren, wurde mit dem Verlegen der Dachhaut, dem Einschalen der Dachbinder und dem Betonieren der Längswände begonnen (Bild 7). Nur auf diese Weise war es möglich, trotz der beschränkten Platzverhältnisse den Schuppen der Bauherrschaft in kaum 12 Wochen fertig zu übergeben.

Bild 7. Stahlkonstruktion kurz vor beendeter Montage.

Die Firma Ernst Pfeiffer, Stahlbau in Gispersleben-Erfurt, hat die obenerwähnte Stahlkonstruktion ohne jeden Unfall geliefert bzw. montiert. Die erwähnte Kratzerkonstruktion liefert die Firma Gebr. Kerner, Förderanlagen, Suhl (Thür.), während die umfangreichen Fundamentarbeiten und Ausmauerungen die Firma Wiegand in Philippsthal (Werra) ausführte.

INHALT: Modellversuche über die Belastung von Gitterfachwerken durch Windkräfte. — Neuzeitliche Bauausführung eines Salzspeichers.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Schriftleitung:
Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernsprecher: C 1 Steinplatz 0011
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernsprecher: Breslau 421 61

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

8. Jahrgang | BERLIN, 26. April 1935 | Heft 9

Modellversuche über die Belastung von Gitterfachwerken durch Windkräfte.

2. Teil: Räumliche Gitterfachwerke.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. Dr.-Ing. **O. Flachsbart**, Hannover, und Dr. techn. **H. Winter**, Göttingen.

(Fortsetzung aus Heft 8.)

III. Zwei Gitterträger mit Fahrbahn (Brücke).

Verbindet man zwei parallel hintereinander liegende Gitterträger ($\varphi < 1$) mit einer Fahrbahn ($\varphi = 1$) zu einem Brückenmodell, so können sich die aerodynamischen Verhältnisse für Windrichtung quer zu den Trägern nicht wesentlich gegenüber denen beim Trägerpaar ohne Fahrbahn ändern — jedenfalls nicht bei mittleren und kleinen Völligkeitsgraden der Träger. Gewiß kommt der Reibungswiderstand der Fahrbahn hinzu, gegebenenfalls auch Druckwiderstand (wenn die Fahrbahndicke größer ist als die Gurthöhe oder wenn die Fahrbahn zwischen den Gurten liegt). Ebenso gewiß ist, daß die Fahrbahn die Strömungsverhältnisse an den Trägern beeinflußt. Aber diese Änderungen und Zusatzkräfte sind klein gegenüber dem Widerstand des Trägerpaares (man kann sie ungefähr abschätzen), zum Teil heben sich ihre Einflüsse sogar auf, so daß man mit gutem Grund die Entwurfsformeln, die oben für das vom Wind quer getroffene Trägerpaar entwickelt wurden, auch für Brücken mit zwei Hauptträgern benutzen kann. Das um so eher, als jene Formeln infolge der vorsichtigen Wahl von ψ_1 und η eine ziemlich breite Sicherheitsspanne haben. Es muß aber noch einmal betont werden, daß hierbei vorerst hinreichend kleine Völligkeitsgrade und Queranströmung vorausgesetzt sind.

Zum Glück sind diese Voraussetzungen nicht so eng, wie man zunächst annehmen möchte. Durch die Beschränkung auf hinreichend kleine Völligkeitsgrade werden Träger mit $\varphi > 0{,}6$ zunächst ausgeschlossen, d. h. im wesentlichen die praktisch wichtigen Vollwandträger ($\varphi = 1$). Man kann sich aber folgendes überlegen: Verbindet man ein vollwandiges Trägerpaar durch eine Fahrbahn in halber Höhe, so kann sich am Strömungszustand nicht viel ändern; die Widerstandszahl muß sehr angenähert dieselbe bleiben. Liegt die Fahrbahn oben oder unten, so ist ihr Einfluß auf die Strömung sehr viel größer. Sie wirkt als Führungswand für die Strömung, verkleinert dadurch das Totluftgebiet und verhindert einseitig das Auftreffen auf den rückwärtigen Träger. Beides verkleinert den Gesamtwiderstand. Ein vollwandiges Trägerpaar mit Fahrbahn hat hiernach also eine Gesamtwiderstandszahl, die allenfalls kleiner ist als die des Trägerpaares ohne Fahrbahn. Daraus folgt: Sind die η-Kurven in Bild 6 ein technisch zureichender Ausdruck für (schlanke) vollwandige Trägerpaare ohne Fahrbahn — das ist der Fall —, dann sind sie es höchstwahrscheinlich auch für vollwandige Trägerpaare mit Fahrbahn. Dasselbe gilt für Völligkeitsgrade $0{,}6 < \varphi < 0{,}1$. Man entwirft allenfalls etwas unwirtschaftlich, aber nicht unsicher.

Daß die Voraussetzung der Queranströmung keine wesentliche Einschränkung ist, folgt aus der aerologisch bedingten Tatsache, daß als Schräganströmung einer Brücke von oben oder unten praktisch nur geringe Abweichungen von der Queranströmung vorkommen können; ihr Einfluß auf die Windkräfte ist dann notwendig gering. Der Winkel der seitlichen Schräganströmung kann zwar — von örtlich bedingtem Windschutz abgesehen — beliebige Werte erreichen; die Normalkraft auf den zweiten Träger kann dabei in einem beschränkten Winkelbereich auch durchaus über ihren Wert bei Queranströmung wachsen (vgl. Bild 7b). Eine wesentliche Zunahme ist aber nicht gut denkbar. Infolgedessen ist zu schließen, daß für die technische Windkraftberechnung einer Brücke die Annahme der Queranströmung genügt und die Berechnung nach der Entwurfsgleichung (7) für das Trägerpaar erfolgen kann, gleichgültig, welchen Völligkeitsgrad die Brückenträger haben.

Wir haben seinerzeit beim Entwurf des Versuchsprogramms ähnliche Überlegungen angestellt. Das Ergebnis dieser Überlegungen veranlaßte uns, die systematische Untersuchung von ganzen Brückenmodellen zurückzustellen, da wesentliche neue Einblicke nicht erwartet werden konnten und im übrigen die Untersuchung eines Brückenmodells in den Versuchsreihen des Deutschen Stahlbau-Verbandes vorlag. Wir geben die Ergebnisse dieser Messung in Bild 8 wieder. Berechnet man die Brücke nach Gl. (7), so ergibt sich mit $c_{w_r} = 1{,}46$ (aus Bild 21 des 1. Teils) und $\eta = \frac{\psi_{II}}{\psi_I} = 0{,}34$ für $e/d = 1{,}44$ (aus Bild 4 des vorliegenden 2. Teils)

$$C_{w_r} = 1{,}96$$

bzw. mit $\eta = 0{,}43$ aus Bild 6 oder Gl. (6)

$$C_{w_r} = 2{,}09.$$

Die gemessene Normalkraftzahl bei $\alpha = 0°$ beträgt $c_{n_r} = 1{,}63$, die größte Normalkraftzahl ergab sich bei $\alpha = 20°$ zu 1,86. Man sieht: Der gerechnete Wert liegt in jedem Fall über dem größten gemessenen Wert, wobei noch

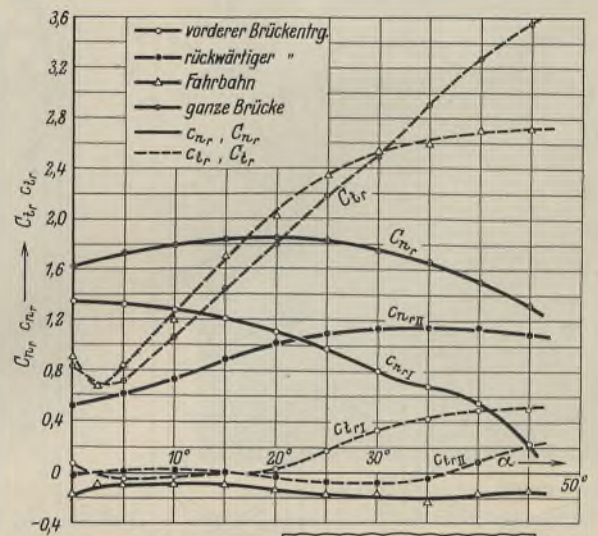


Bild 8. Brückenmodell mit Hauptträgern vom Typ ⑤ bei Schräganströmung von oben, $\varphi = 0{,}458$, $e/d = 1{,}44$. Nach AVA III.

zu beachten ist, daß in Wirklichkeit eine Schräganströmung von oben mit $\alpha = 20°$ kaum jemals vorkommen wird. Die Tangentialkräfte sind, wie Bild 8 zeigt, auch beim Trägerpaar mit Fahrbahn vernachlässigbar.

Unser Schluß, daß die Windkraftberechnung von Brücken nach dem entwickelten Entwurfsverfahren für Trägerpaare erfolgen kann, findet in den Versuchsergebnissen in Bild 8 jedenfalls die erwartete Stütze. Immerhin ist es erwünscht, die experimentelle Stützung zu verbreitern. Der erstgenannte Verfasser hat daher seinen Mitarbeiter Herrn R. Dickmann veranlaßt, einige Reihen systematischer Versuche an Brückenmodellen durchzuführen. Die Versuche werden im Institut für Aeromechanik und Flugtechnik der Technischen Hochschule Hannover aus Mitteln der Hannoverschen Hochschulgemeinschaft durchgeführt. Sie sind nahezu

abgeschlossen. Über die Einzelergebnisse wird besonders berichtet werden. Hier genügt es festzustellen, daß sie die Brauchbarkeit der Gl. (6) u. (7) als Grundlage für die Windkraftberechnung von Brücken bestätigt haben[10]).

IV. Vier Gitterträger zu einem prismatischen Kastenfachwerk von quadratischem Querschnitt zusammengesetzt (Teilmodelle von Gittermasten und Funktürmen). Seitenverhältnis $\lambda = \infty$.

1. Queranströmung ($\alpha = 0°$).

Fügt man vier gleichartige Gitterträger mit parallelen Gurten zu einem prismatischen Kastenfachwerk von quadratischem Querschnitt zusammen (Bild 9), so hat man das vereinfachte Modell eines Gittermastes. Da sich in Wirklichkeit die Gittermaste unter Zunahme ihres Völligkeitsgrades nach oben verjüngen, können Untersuchungen an dem vereinfachten prismatischen Modell nur etwas aussagen über die Windbelastung des Teiles des wirklichen Gittermastes, der (im Mittel) den gleichen Völligkeitsgrad hat. Die ausgeführten Untersuchungen haben nun gezeigt, daß man mit ausreichender Genauigkeit die Windkraft eines ganzen Mastes berechnen kann aus den Windkräften seiner für $\lambda = \infty$ untersuchten Teilmodelle. Man denkt sich zu diesem Zweck den Gittermast in eine Anzahl von Höhenabschnitten mit jeweils im Mittel konstanten Querschnitten und Völligkeitsgraden zerlegt und kann dabei noch leicht eine ungleichförmige Verteilung der Windgeschwindigkeit längs der Gitterachse berücksichtigen (wie sie etwa der Verteilung der Windgeschwindigkeit über dem Erdboden entspricht), indem man die Höhenabschnitte so wählt, daß längs ihrer Höhe außer Völligkeitsgrad und Querschnitt auch die Windgeschwindigkeit im Mittel konstant gesetzt werden kann.

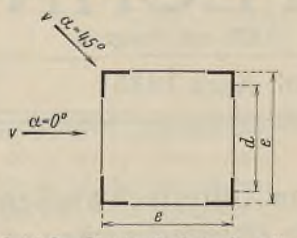


Bild 9. Kastenfachwerk mit quadratischem Querschnitt. Definitionsskizze.

[10]) Bild 6a u. b sind unter Berücksichtigung der Dickmannschen Versuchsergebnisse entworfen, im besonderen auch für $\varphi = 1$. Die η-Werte für das vollwandige Trägerpaar $\lambda = 13{,}6$ liegen — verglichen mit allen anderen Meßergebnissen für $\varphi = 1$, auch den Dickmannschen — so ungewöhnlich hoch, daß wir ihnen kein entscheidendes Gewicht beigelegt haben.

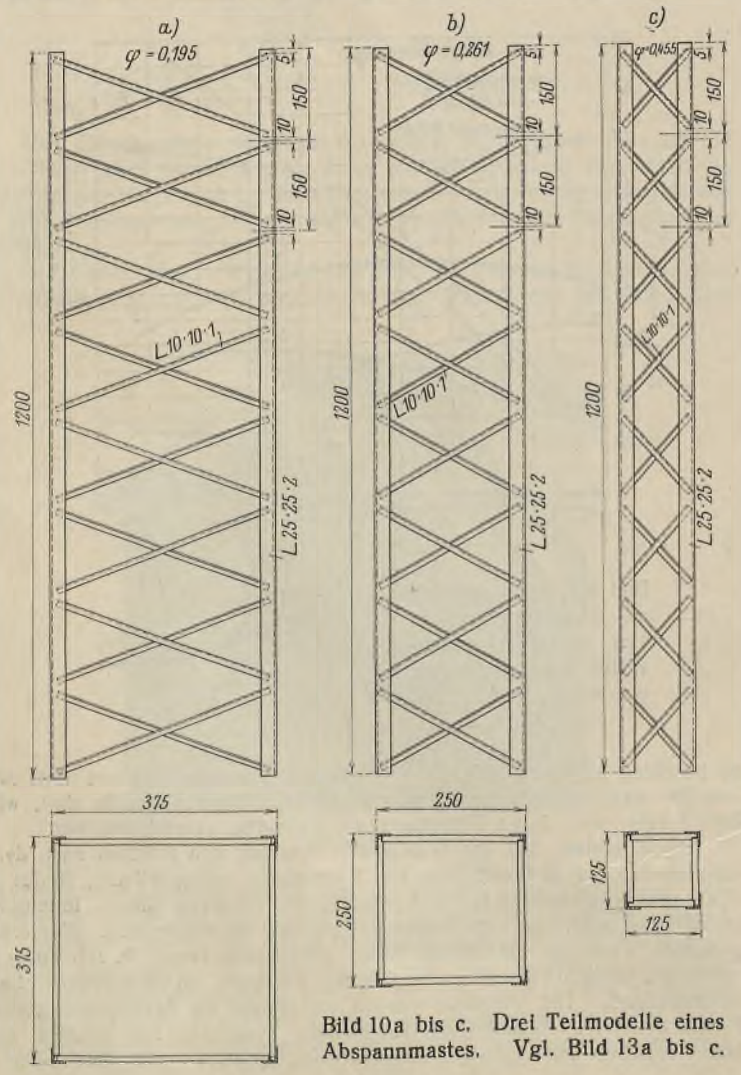


Bild 10a bis c. Drei Teilmodelle eines Abspannmastes. Vgl. Bild 13a bis c.

Für die Windkraftberechnung eines Gittermastes in Geschwindigkeitsfeldern mit beliebiger Verteilung längs der Hochachse des Mastes genügt infolgedessen die Kenntnis der Windkräfte einzelner seiner Teilmodelle in einer Strömung mit gleichförmiger Windgeschwindigkeit. Man überzeugt sich leicht, daß damit im Grunde nichts anderes ausgesprochen ist als die Unabhängigkeit der Strömung in irgendeiner Höhe des Mastes von den Strömungsvorgängen in allen anderen Teilen. Natürlich handelt es sich um eine Näherung; sie ist aber gut und jedenfalls um so besser, je durchlässiger das Fachwerk ist. Merkliche Abweichungen treten höchstens an der Mastspitze auf; für Gittermasten normaler Völligkeitsgrade wird das Gesamtergebnis dadurch nicht wesentlich beeinträchtigt.

Die Meßergebnisse für eine Anzahl von Teilmodellen (es sind die Modelle der Bilder 10 bis 13) sind in Tabelle 1 zusammengestellt. $\alpha = 0°$ bedeutet Anströmung quer zu einer Seitenwand des Modells. Der Einbau der Modelle beim Versuch ist aus Bild 14 zu ersehen.

Es liegt nahe, zu fragen, ob die C_{w_r}-Werte des Teilmodells bei Queranströmung angenähert die C_{w_r}-Werte desjenigen Trägerpaares sind, das aus den beiden quer zum Winde liegenden Seitenwänden gebildet wird; mit anderen Worten: ob bei Queranströmung der Einfluß der in Windrichtung liegenden Seitenwände vernachlässigt werden darf. Die Frage muß auf Grund der ausgeführten Versuche mit ja beantwortet werden. Infolgedessen ist für die Berechnung der Windkraft quer zu einer Seitenwand angeströmter Gittermasten die Gl. (7) anwendbar. Man findet den Beweis in Tabelle 1 (vgl. dazu auch Abschnitt VI, 7). Ein zusätzlicher experimenteller Beweis mag hier erwähnt werden. Wir haben ein Teilmodell (N-Fachwerk, $\varphi = 0{,}288$, versetzt) untersucht, das in der in Bild 15a angedeuteten Weise aufgeschnitten war. Aus den Messungen ergab sich:

ganzes Modell	$C_{w_r} = 2{,}41$	(gemessen)
Masthälfte 2	$C_{w_{r_2}} = 0{,}96$	(gemessen)
Masthälfte 1	$C_{w_{r_1}} = 2{,}41 - 0{,}96 = 1{,}45.$	

Früher wurde am Trägerpaar für $e/d = 1$ gemessen:

Träger I . . . . . $c_{w_{r\,I}} = \psi_I \cdot c_{w_r} = 0{,}94 \cdot 1{,}58 = 1{,}48$

Träger II . . . . . $c_{w_{r\,II}} = \psi_{II} \cdot c_{w_r} = 0{,}61 \cdot 1{,}58 = 0{,}96.$

Daraus folgt mit ausreichender Genauigkeit

$$c_{w_{r\,I}} \approx C_{w_{r_1}}, \qquad c_{w_{r\,II}} \approx C_{w_{r_2}},$$
$$c_{w_{r\,I}} + c_{w_{r\,II}} \approx C_{w_r},$$

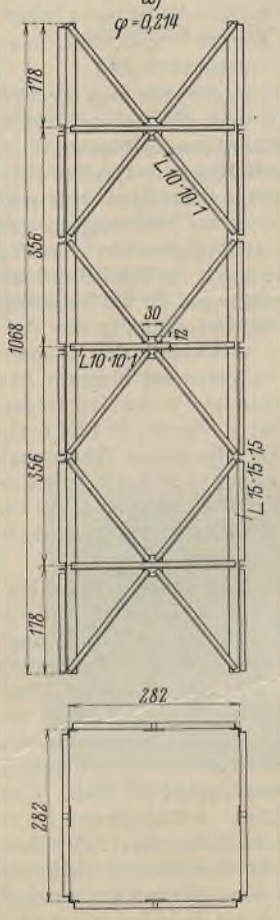


Bild 11a. Teilmodell eines Funkturms (Zeesener Funkturm). Vgl. Bild 13d.

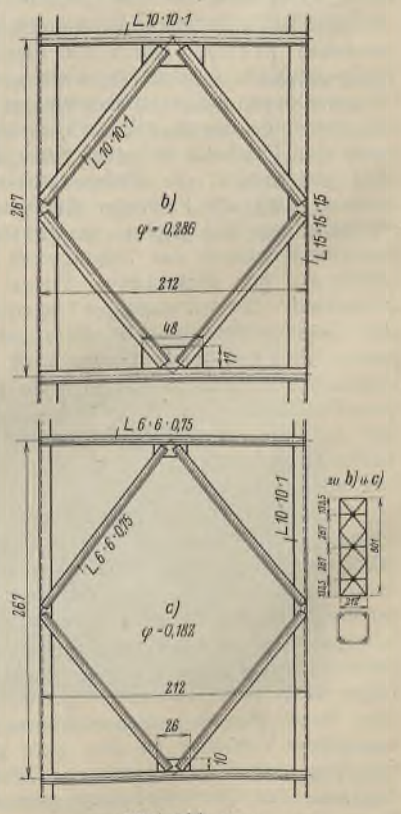


Bild 11b u. c.
Zwei weitere Teilmodelle eines Funkturms (Fachwerktyp des Zeesener Funkturms). Unabhängig vom Teilmodell Bild 11a in einer späteren Versuchsreihe untersucht.

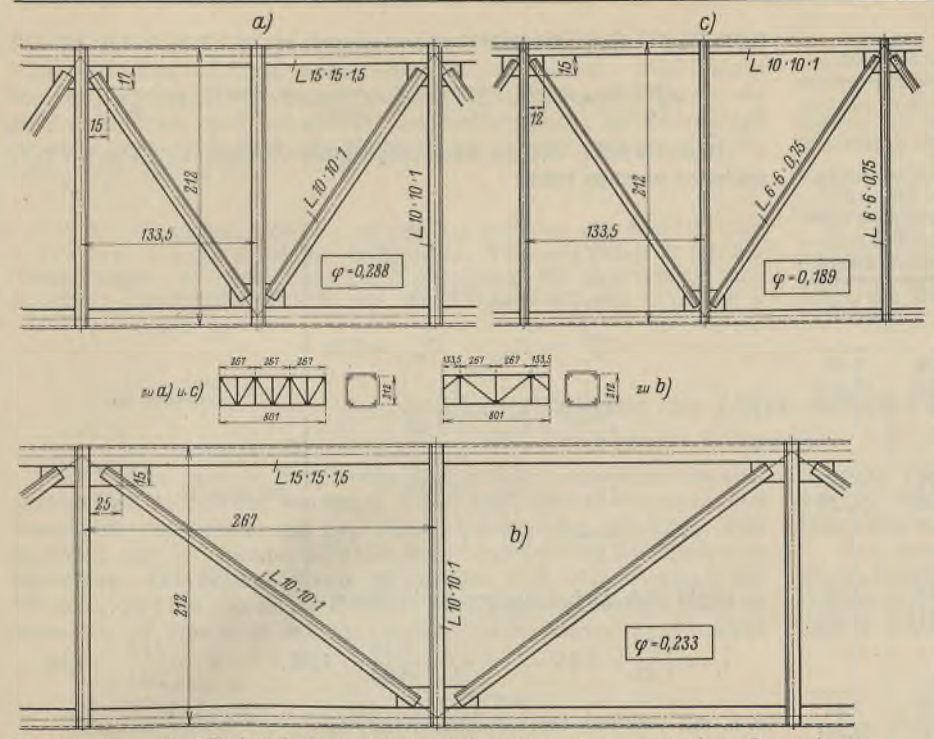


Bild 12a bis c. Drei Teilmodelle von Kastenfachwerken mit quadratischem Querschnitt Fachwerktyp der Seitenwände: N-Fachwerk. Vgl. auch Bild 14.

d. h. der Einfluß der in Windrichtung liegenden Seitenwände ist bei Anströmung quer zu einer Seitenwand vernachlässigbar klein.

Dasselbe gilt für die Kräfte normal zur Windrichtung. Sie finden ihren Ausdruck in der Quertriebszahl C_{a_r}. Man vergleiche Tabelle 1; die gemessenen C_{a_r}-Werte sind für $\alpha = 0°$ nahezu Null.

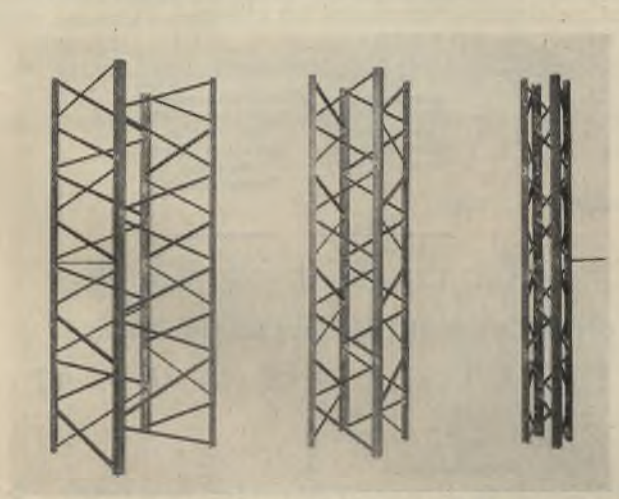


Bild 13a bis c. Lichtbilder der drei Teilmodelle Bild 10a bis c. Am Modell rechts ist in halber Höhe ein dünner Stiel zu sehen; er diente zur Aufhängung des Modells im Windkanal.

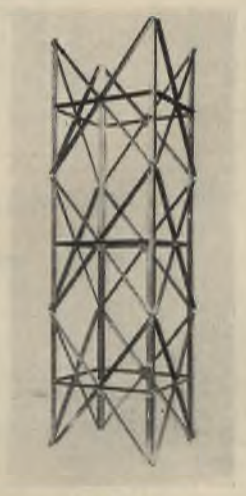


Bild 13d. Lichtbild des Teilmodells Bild 11a.

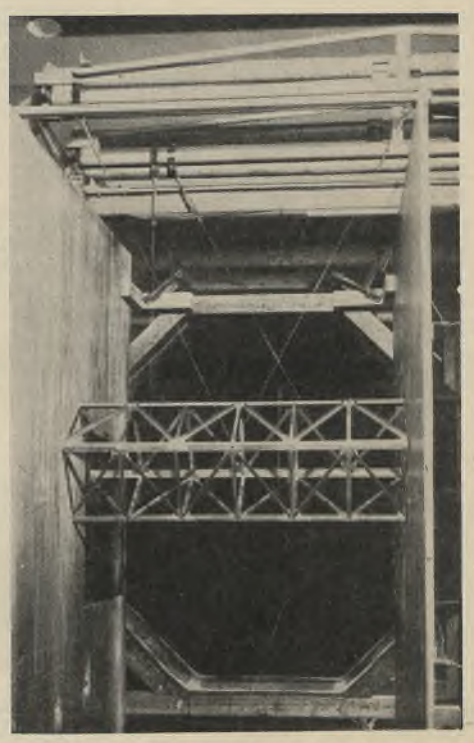


Bild 14. Teilmodell im Windkanal. Blick gegen die Kanaldüse, also gegen die Windrichtung. Oben die Waagen. Eingebaut ist das Modell Bild 12a.

2. Schräganströmung ($\alpha \gtrless 0°$).

Schwenkt der Wind in einer Ebene normal zur Längsachse des Modells aus der Richtung quer zu einer Seitenwand heraus, so sind — vorausgesetzt, daß die Schräganblaswinkel nicht sehr klein bleiben — alle vier Seitenwände wesentlich an der Aufnahme der Windkraft beteiligt. Die Gesamtkraft in Richtung des Windes wächst je nach dem Fachwerktyp und dem Völligkeitsgrad um 10 bis 20% über den bei $\alpha = 0°$ gemessenen Betrag (vgl. Tabelle 1). Bemerkenswert ist, daß das Maximum nicht immer bei $\alpha = 45°$ liegt. In einigen Fällen wurde es bei $\alpha = 25$ bis $30°$ beobachtet.

Dem Anwachsen des Gesamtwiderstandes bei Schräganströmung könnte man für Winddruckberechnungen wohl am einfachsten dadurch Rechnung tragen, daß man vorschreibt, für die Untersuchung auf Schräganströmung sei die für Queranströmung ermittelte Windkraft bis zu 20% oder mehr zu vergrößern. Zu prüfen bleibt aber noch, wie sich der Widerstand auf die einzelnen Seitenwände verteilt. Wir haben zu diesem Zweck das früher benutzte Teilmodell (N-Fachwerk, $\varphi = 0{,}288$) in der aus Bild 15b ersichtlichen Weise zerlegt und im Windkanal untersucht. Es ergab sich folgendes:

ganzes Modell . . . . . $C_{w_r} = 2{,}85$
Masthälfte 2 . . . . . $C_{w_{r_2}} = 1{,}18$ } (gemessen)

Masthälfte 1 . . . . . $C_{w_{r_1}} = 2{,}85 - 1{,}18 = 1{,}67.$

Ferner

Masthälfte 2 allein (d. h. nach Entfernung der Hälfte 1) . $C^{(\infty)}_{w_{r_2}} = 1{,}92.$

Man erhält daher die folgenden bemerkenswerten Ergebnisse:

a) Die Abschirmungszahl der Masthälfte 2

$$\frac{C_{w_{r_2}}}{C^{(\infty)}_{w_{r_2}}} = \frac{1{,}18}{1{,}92} = 0{,}615$$

stimmt überein mit der Abschirmungszahl ψ_{II} des Trägers II bei Queranströmung ($\psi_{II} = 0{,}61$).

b) Bei Schräganströmung wirkt der Mast wie ein Ersatzträgerpaar aus zwei quer zur Strömung stehenden Trägern I′ und II′.

Bezeichne

$c^{(o)}_{w_{rI}}$ bzw. $c^{(o)}_{w_{rII}}$ die Widerstandszahl der windseitigen bzw. rückwärtigen Fachwerkwand bei Queranströmung des Mastes ($\alpha = 0°$),

$c^{(max)}_{w_{rI'}}$ bzw. $c^{(max)}_{w_{rII'}}$ die Widerstandszahl des vorderen bzw. rückwärtigen Ersatzträgers bei ungünstigster Schräganströmung (größtem Widerstand, meist bei $\alpha = 45°$),

$C^{(o)}_{w_r}$ die Widerstandszahl des ganzen Mastfachwerks bei $\alpha = 0°$,

$C^{(max)}_{wr}$ bzw. $C^{(45)}_{w_r}$ die Widerstandszahl des ganzen Mastfachwerks bei ungünstigster Schräganströmung bzw. bei $\alpha = 45°$,

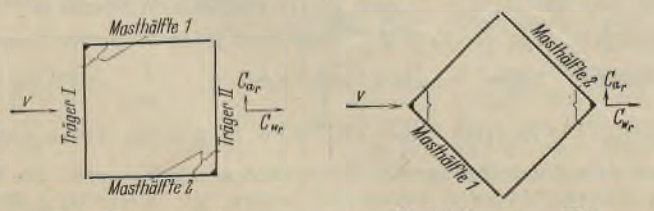


Bild 15a. $\alpha = 0°$.

Bild 15b. $\alpha = 45°$.

Bild 15a u. b. Definitionsskizzen zur Untersuchung längs geschlitzter Teilmodelle.

Tabelle 1.
Teilmodelle von Gittermasten mit quadratischem Querschnitt.

	Modell Bild	φ	$\alpha°$	gemessen C_{w_r}	gemessen C_{a_r}	gemessen $\xi = \frac{C^{(max)}_{w_r}}{C^{(o)}_{w_r}}$	gerechnet $C^{(o)}_{w_r} = 1{,}6\,(1+\eta)$, dabei η aus Bild 6a für $e/d = 1{,}0$ [bzw. $\eta = 1{,}2\,(1-\varphi)^2$]	gerechnet $C^{(45)}_{w_r} = \xi \cdot 1{,}6\,(1+\eta)$, dabei η aus Bild 6a für $e/d = 1{,}0$ [bzw. $\eta = 1{,}2\,(1-\varphi)^2$] und $\xi = 1{,}1$	und $\xi = 1{,}2$
Abspannmast	10a	0,195	0	2,74		1,01	2,90 [2,84]		
			45	2,77				3,19 [3,12]	3,48 [3,41]
	10b	0,261	0	2,53		1,05	2,74 [2,65]		
			45	2,65				3,01 [2,92]	3,28 [3,18]
	10c	0,455	0	1,88		1,29	2,23 [2,18]		
			45	2,42				2,46 [2,41]	2,68 [2,62]
Zeesener Funkturm	11a	0,214	0	2,68		1,12	2,85 [2,78]		
			45	3,00				3,14 [3,06]	3,42 [3,34]
	11c	0,182	0	2,71	0,09	1,17	2,94 [2,89]		
			7,5	2,96	0,15				
			15	3,08	0,43				
			30	3,17	0,30				
			45	3,01	0,01			3,23 [3,18]	3,52 [3,47]
	11b	0,286	0	2,40	0,02	1,22	2,67 [2,58]		
			7,5	2,55					
			15	2,74	0,19				
			22,5	2,84	0,22				
			30	2,93	0,21				
			45	2,82	0,03			2,94 [2,84]	3,21 [3,10]
Kastenfachwerk mit Seitenwänden aus N-Fachwerk	12c	0,189	0	2,62	0,05	1,10	2,91 [2,86]		
			7,5	2,77	0,27				
			15	2,80	0,59				
			22,5	2,80	0,51				
			30	2,83	0,33				
			45	2,88	0,07			3,20 [3,15]	3,50 [3,44]
	12b	0,233	0	2,56	— 0,10	1,16	2,81 [2,73]		
			7,5	2,74	— 0,05				
			15	2,78	+ 0,25				
			22,5	2,88	0,35				
			30	2,88	0,21				
			45	2,98	0,02			3,09 [3,00]	3,37 [3,28]
	12a	0,288	0	2,41	0,14	1,18	2,67 [2,58]		
			7,5	2,51	0,23				
			15		0,41				
			22,5	2,71	0,38				
			30	2,79	0,24				
			45	2,85	0,03			2,94 [2,84]	3,20 [3,09]
$\frac{\text{gerechnetes } C_{w_r} - \text{gemessenes } C_{w_r}}{\text{gemessenes } C_{w_r}} = \text{l. M. rd.}$							10% [7%]	7% [5%]	17% [14%]

Anmerkung: Soweit für Anblaswinkel α zwischen 0° und 45° keine Meßwerte für die Widerstandszahlen C_{w_r} vorliegen, wurden bei der Berechnung von ξ die für $\alpha = 45°$ gemessenen C_{w_r}-Werte als $C^{(max)}_{w_r}$ betrachtet. — Gerechnete Werte in eckigen Klammern [] wurden mit $\eta = 1{,}2\,(1-\varphi)^2$ ermittelt. — Leere Felder in der Tabelle bedeuten:
für gemessene Werte „nicht gemessen",
für gerechnete Werte „die definierten Größen sind für den betr. Fall ohne Sinn oder ohne Bedeutung".

dann ist mit drei Zahlenfaktoren ε_I, ε_{II} und ξ ($\varepsilon_I > 1{,}0$, $\varepsilon_{II} > 1{,}0$, $\xi > 1{,}0$)

$$c^{(max)}_{w_{rI'}} = \varepsilon_I \cdot c^{(o)}_{w_{rI}},\quad c^{(max)}_{w_{rII'}} = \varepsilon_{II} \cdot c^{(o)}_{w_{rII}} \text{ und } C^{(max)}_{w_r} = \xi \cdot C^{(o)}_{w_r}.$$

Beachtet man, daß die oben mitgeteilten Versuche an zerlegten Teilmodellen ergeben haben

$$\left.\begin{aligned} c^{(o)}_{w_{rI}} &= C_{w_{r_1}} = 1{,}45 \\ c^{(o)}_{w_{rII}} &= C_{w_{r_2}} = 0{,}96 \\ C^{(o)}_{w_r} &= C_{w_{r_1}} + C_{w_{r_2}} = 2{,}41 \end{aligned}\right\} \text{ für } \alpha = 0°$$

$$\left.\begin{aligned} c^{(max)}_{w_{rI'}} &= C_{w_{r_1}} = 1{,}67 \\ c^{(max)}_{w_{rII'}} &= C_{w_{r_2}} = 1{,}18 \\ C^{(max)}_{w_r} &= C_{w_{r_1}} + C_{w_{r_2}} = 2{,}85 \end{aligned}\right\} \text{ für } \alpha = 45°,$$

so ergibt sich nach Einsetzen der Zahlwerte

$$\varepsilon_I = \frac{1{,}67}{1{,}45} = \mathbf{1{,}15} \qquad \varepsilon_{II} = \frac{1{,}18}{0{,}96} = \mathbf{1{,}23} \qquad \xi = \frac{2{,}85}{2{,}41} = \mathbf{1{,}18},$$

d. h. mit praktisch hinreichender Näherung

$$\varepsilon_I \approx \varepsilon_{II} \approx \xi.$$

Man hat daher die Möglichkeit, aus dem Ausdruck für die Widerstandszahl des Mastes bei Anströmung in Richtung der Querschnittsdiagonalen

$$(8) \qquad C^{(45)}_{w_r} = \xi \cdot C^{(o)}_{w_r} = \varepsilon_I \cdot c^{(o)}_{w_{rI}} + \varepsilon_{II} \cdot c^{(o)}_{w_{rII}} = \xi \cdot c_{w_r}\,(1+\eta)$$

unmittelbar die Verteilung der Windkraft auf die beiden Ersatzträger und somit auf die einzelnen Seitenwände des wirklichen Fachwerks abzulesen:

$$(9) \qquad C^{(45)}_{w_r} = \underbrace{\xi \cdot c_{w_r}}_{\substack{\text{Anteil der beiden windseitigen Wände (bzw. des Ersatzträgers I')}}} + \underbrace{\xi \cdot c_{w_r} \cdot \eta}_{\substack{\text{Anteil der beiden dem Wind abgewandten Wände (bzw. des Ersatzträgers II')}}}$$

bzw.

$$(10) \qquad W^{(45)}_g = \overbrace{\frac{\xi}{1+\eta} \cdot W^{(o)}_g} + \overbrace{\frac{\xi \cdot \eta}{(1+\eta)} \cdot W^{(o)}_g} \quad [\text{kg}].$$

Gl. (10) folgt aus Gl. (9), wenn man beachtet, daß

$$W^{(45)}_g = C^{(45)}_{w_r} \cdot {}^1/_2\,\varrho\, v^2 F_r = \xi \cdot C^{(o)}_{w_r} \cdot {}^1/_2\,\varrho\, v^2 F_r = \xi \cdot W^{(o)}_g$$

oder

$$W^{(45)}_g = \xi \cdot \underbrace{\overbrace{c_{w_r}\,(1+\eta)}^{C^{(o)}_{w_r}} \cdot {}^1/_2\,\varrho\, v^2 F_r}_{W^{(o)}_g} = \xi \cdot c_{w_r} \cdot {}^1/_2\,\varrho\, v^2 F_r + \xi \cdot c_{w_r} \cdot \eta \cdot {}^1/_2\,\varrho\, v^2 F_r.$$

Es liegt kaum ein Grund vor, daran zu zweifeln, daß diese Feststellungen verallgemeinert werden dürfen (abgesehen von Masten sehr großer Völligkeitsgrade). Kontrollen durch weitere Versuche sind aber erwünscht.

Bei der Windkraftberechnung eines in Richtung der Querschnittsdiagonalen angeströmten Mastes kann daher — vorbehaltlich der Korrektur auf Grund weiterer Versuche — folgender Weg eingeschlagen werden: Man berechnet die in Windrichtung wirkende Windkraft $W^{(45)}_g$ für $\alpha = 45°$, indem man die für $\alpha = 0°$ nach Gl. (7) ermittelte Windkraft $W^{(o)}_g$ mit ξ multipliziert. Von der Kraft $W^{(45)}_g$ entfällt auf jeden der beiden dem Wind zugewandten Träger ungefähr eine Kraft ${}^1/_2 \cdot \frac{\xi}{1+\eta} \cdot W^{(o)}_g$ (in Windrichtung). Die Restkraft $\frac{\xi \cdot \eta}{1+\eta} \cdot W^{(o)}_g$ wird zu gleichen Teilen von den beiden dem Wind abgewandten Seitenwänden aufgenommen. Die Werte für η können Bild 5 u. 6 entnommen werden, die Werte für ξ Bild 18. Im allgemeinen genügt es, $\xi = 1{,}1$ bis $1{,}2$ zu setzen, doch können größere Werte vorkommen (vgl. Tabelle 1, Bild 18a u. b und die Bemerkungen zu Bild 18b im folgenden Abschnitt).

Diese Vorschrift läßt unbeachtet, daß in manchen Fällen die größte Windkraft schon bei Schräganblaswinkeln $\alpha < 45°$ auftritt. Man braucht das nicht als ernstlichen Mangel zu betrachten, da überall dort, wo die größte Windkraft nicht bei $\alpha = 45°$ beobachtet wurde, der Unterschied zwischen größter Windkraft und Windkraft bei $\alpha = 45°$ weniger als 10% betrug (vgl. Tabelle 1)[11]).

[11]) Auf Grund der Versuche an den Teilmodellen von Bild 10a bis c u. 11a bzw. 13a bis d hat der erstgenannte Verfasser früher (I. Bd. der Abhandlungen der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau, Zürich 1932, S. 169) für die Abhängigkeit des C_{w_r} von α folgende Interpolationsformel angegeben:

$$C_{w_r} = c_{w_r}\,[1 + k\,(1 - \varphi)^2] + \frac{\varphi - 0{,}20}{\varphi} \cdot \sin 2\alpha \qquad (k = 1{,}0 \text{ bis } 1{,}2).$$

Man erkennt, daß diese Formel schon deshalb nicht haltbar ist, weil — wie sich später zeigte (Versuche an den Modellen der Bilder 11b u. c) — der Größtwert von C_{w_r} nicht in allen Fällen bei $\alpha = 45°$ auftritt. Wir haben die Benutzung dieser Formel daher aufgegeben.

Daß die Kräfte quer zum Wind (C_{a_r}) auch bei Schräganblasung klein sind gegenüber den Kräften in Windrichtung (C_{w_r}), ist aus Tabelle 1 zu ersehen. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Stahlkonstruktion zu einer Misch- und Mahlanlage.

Von Oberingenieur **H. Maushake**, V D I, Braunschweig.

Die Anlage wird in Mitteldeutschland errichtet und ist bereits zum größten Teil in Betrieb genommen. Sie dient zur Aufbereitung von Braunkohle und besteht aus drei zusammenhängenden Bauteilen, dem Mittelbau und je einem sich an der West- und Ostseite anschließenden Bunkerbau. Die bebaute Fläche ist ungefähr 45,3 · 19,3 m, wovon der Mittelbau etwa den dritten Teil einnimmt. Die Traufe des obersten Dachaufbaues liegt rd. 27 m über Gelände. Aus Bild 1 ist der Bauumfang zu ersehen

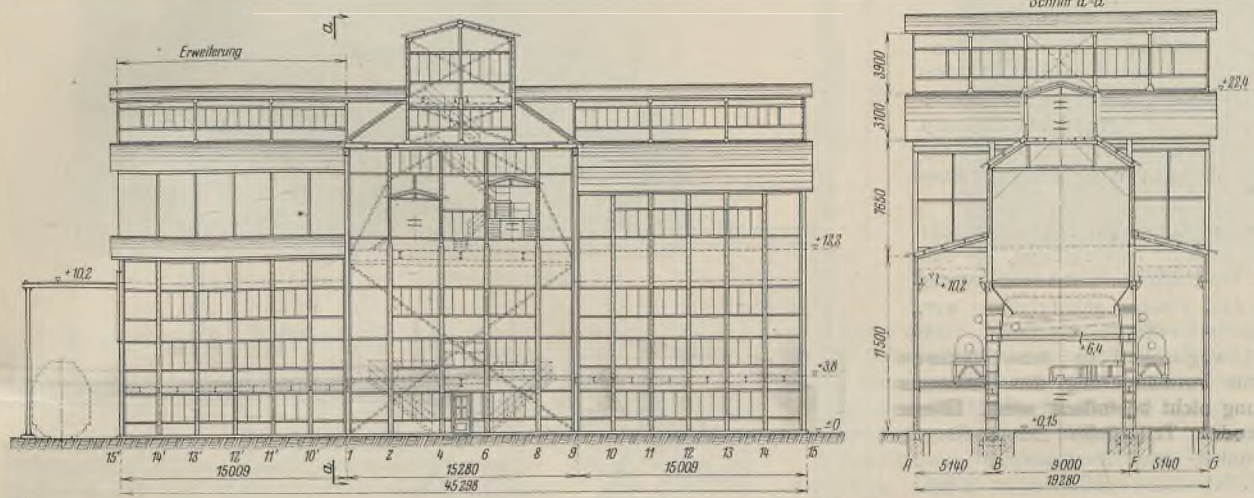
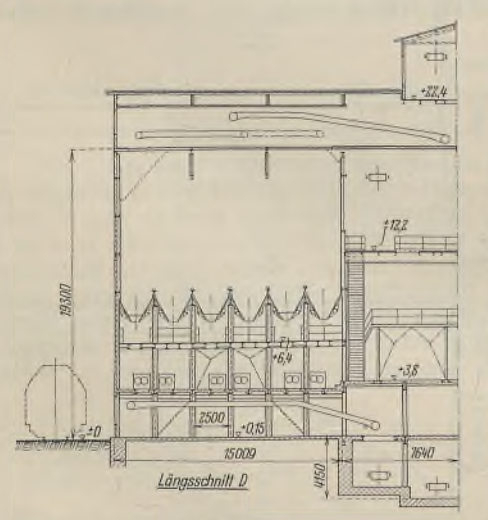
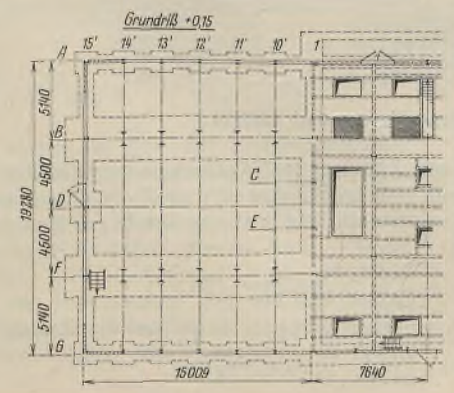


Bild 1. Längsansicht, Querschnitt, Längsschnitt und Grundriß.





Von vornherein war größter Wert auf eine gute Steifigkeit des ganzen Bauwerks zu legen, damit die Möglichkeit zur sicheren Übertragung der insbesondere durch Maschinen, Beschickungsteile usw. auftretenden Kräfte gegeben war. Andererseits mußte auch beachtet werden, das Gebäudegerippe mit den Verbänden so auszugestalten, daß für den Bau möglichst ruhig und gefällig wirkende Ansichtsflächen erreicht wurden. Die Wandversteifungen durften nach außen nicht in Erscheinung treten und mußten nach innen hinter das Vermauerungsgerippe verlegt werden. Für das Baugerippe wurde eine Stahlkonstruktion gewählt, weil dieser Baustoff am besten geeignet ist, all den vielseitigen Aufgaben derartiger Anlagen zu entsprechen. Die Errichtung eines Bauwerks aus Stahl bietet jederzeit die Möglichkeit, Erweiterungen, Veränderungen, Umstellung von Maschinen usw. ohne besondere Umstände vorzunehmen.

Die neuzeitlich ausgebildete Anlage, die von der Maschinenfabrik Wilhelm Fredenhagen, Offenbach a. M., erstellt wurde und wozu die Gasometer-Wilke A.-G., Braunschweig, die Stahlkonstruktionen lieferte, wird in ihrem baulichen Teil nachstehend kurz beschrieben.

Die Braunkohle wird in dem mittleren Teil des Baues einer Siebung und Zerkleinerung unterworfen. Außerdem übernimmt der mittlere Teil die Förderung der zerkleinerten und der gemischten Braunkohle in senkrechter Richtung.

In den beiden Seitenflügeln findet die Vorratshaltung von zerkleinerter Braunkohle in den Bunkern und die eigentliche Aufbereitung statt. Förderbänder erledigen den Horizontaltransport der fertig aufbereiteten Kohle zum Mittelbau, in dem, wie schon gesagt, ein senkrechter Transport anschließt, von dem aus die Abgabe an den weiterverarbeitenden Betrieb wieder mittels Gummibänder erfolgt.

An der West- und Ostseite des dreiteiligen Baues befinden sich die Bunkerbauten, die bis auf die obere Bühnenanordnung + 12,2 und einige bauliche Einzelheiten gleiche Ausführung erhielten. Diese Bühne + 12,2, die in der Hauptsache zur Aufstellung der Anmaischbehälter dient, ist nur am westlichen Bunkerbau vorgesehen. Infolgedessen liegen die seitlichen Dächer nicht in gleicher Höhe. Während nun im West- und Ostbau die Bunker mit den Abzugsbändern und Mischschnecken untergebracht sind, dient der Mittelbau in der Hauptsache zur Aufnahme der Becherwerke, Mühlen usw.; dadurch ist auch die größere Bauhöhe und die Unterkellerung für diesen Bauteil bedingt. Die Decken in Höhe + 0,15 und + 3,8 sind aus Trägerlagen mit Betonausstampfung gewählt, dagegen bestehen die Bühnen oberhalb + 3,8 bis + 22,4 aus Trägerkonstruktionen mit Riffelblechabdeckung. An Eigen- und Nutzlast wurden für die Decken 0,5 + 1,0 t/m² und für die Bühnen 0,25 + 0,4 t/m², sowie die Belastungen durch Maschinen und Fördermittel in der statischen Berechnung eingesetzt. Die Betriebslasten sind zum Teil erheblich, beispielsweise für eine Mühle mit 80 t, etwa 0,4 t/m für ein Abzugsband, wozu noch die senkrecht und waagerecht auftretenden Antriebskräfte hinzukommen. Unterhalb jedes Bunkerauslaufes war auf Bühne + 6,4 jedes Abzugsband mit 7,5 t Belastung zu berücksichtigen.

Durch den Einbau der Beschickungsteile mußte die Unterkellerung des Mittelbaues um 1,5 m über die Südwand hinausgelegt und die Südwand durch kräftige P-Träger in Kellerdeckenhöhe abgefangen werden. Da ferner auf Flurhöhe die Toranordnung in dieser Wand durch den Stand der Becherwerke bedingt war, ergab sich, daß diese Wand in 3,8 m Höhe so auszubilden war, daß die erheblichen Wand- und Deckenlasten auf die seitlich und in Wandmitte angeordneten Stützen übertragen wurden. Während die seitlichen Stützen die Lasten direkt auf die Kellerfundamente übertragen, leitet die untere Mittelstütze der Südwand die recht erhebliche Last auf den in Kellerdeckenhöhe liegenden Unterzug über. Derartige Wandabfangungen sind immer recht unliebsam, sie stören

oftmals das Gesamtbild. In dem hier vorliegenden Fall ist ein I P-Träger 80 mit Gurtplatte zur Ausführung gekommen, der mit der Wand außen bündig verlegt und zwischen den Flanschen ausgemauert wurde. Dadurch ist erreicht, daß das Gesamtbild wenig oder gar nicht gestört wird.

Oberhalb der Tor- und Lichtbandöffnungen sind zur Übertragung der entfallenden Decken- und Wandlasten nach den Stützen Entlastungsträger angeordnet. Die Decken und Bühnen sind als starre Scheiben zur Aufnahme der waagerechten Kräfte und Weiterleitung auf die Wandversteifungen in Rechnung gestellt worden. Dort, wo die größeren Deckenöffnungen bestehen, und im oberen Bauteil sind entsprechende Verstärkungen oder Verbände eingebaut. Im Dach wurden die Windverstrebungen vorwiegend in den Dachflächen untergebracht. Die zur Aufnahme der waagerechten Kräfte und Weitergabe nach den Fundamenten angebrachten Wandverbände wurden so gelegt, daß sie von außen unsichtbar blieben und die Vermauerung glatt durchführbar war. Bei den Innenwänden zwischen dem Mittel- und Bunkerbau ist der Verband in Bunkerhöhe durch die Bunkerwand ersetzt und nur unterhalb des Bunkers auf 9 m Breite vorgesehen worden. Durch diese Ausbildungsart des Stahlgerippes sind die Stützen nur für eine Freilänge der jeweiligen Geschoßhöhe errechnet. Bei diesem mittleren Bauteil bestehen die Deckenträger und Stützen hauptsächlich aus I P-Profilen, die gerade für solche Konstruktionen, wie hier vorliegend, günstige Verwendungsmöglichkeiten bieten. Für die Bühne + 12,2 ist der größte Unterzug ein IP 80 mit aufgenieteten Flanschplatten von 400 · 30 mm.

Die Bunker der Ost- und Westbauten haben ihre Versteifung durch die Rahmenunterbauten. Jeder freie Bunkerraum ist im Grundriß 9 · 15 m groß und mit den Ausläufen gerechnet etwa 9,5 m hoch. Ein Rauminhalt beträgt 1200 m³. Bei einem Einheitsgewicht von 0,75 t/m³ der Braunkohle ergibt sich das Gewicht einer Bunkerfüllung zu rd. 900 t.

Die 10 m hohen Bunkertragrahmen (Bild 2) stehen, der Anordnung der sechs Bunkerausläufe entsprechend, im Abstande von 2,5 m. Da in Deckenhöhe + 3,8 ein starres Zugband zur Aufnahme der Decke anzubringen war, bilden sie zweifach statisch unbestimmte Systeme. Die Decke + 6,4 hat Anschlußbeweglichkeit an dem Rahmen erhalten, damit die elastische Formänderung des Rahmens durch diese Deckenauflagerung nicht beeinflußt wird. Diese Rahmen bilden den tragenden Teil jedes Bunkerbaues. Außer den erheblichen Bunker- und Deckenlasten usw. haben sie die auf die Außenwände entfallenden Windkräfte aufzunehmen. Wie bei dem Mittelbau stützen sich die Außenwände gegen Winddruck nach den Decken und Verbänden ab, die wiederum ihre Belastungen nach den Bunkern bzw. den Bunkerrahmen und weiter in die Fundamente abführen. Die Binder des Bunkerdaches sind Zweigelenkrahmen mit Zugband. Dieses Zugband besteht aus einem IP 20, das einmal den Rahmenschub, zum anderen den Bunkerseitendruck aufzunehmen hat. Die aus 10 mm-Blech bestehenden Bunkerwände sind durch hochstehende I-Profile im Abstande von $\frac{2{,}5}{3} = 0{,}83$ m versteift.

Bei einem Böschungswinkel von 45° und einem Reibungswinkel = 0 für die senkrechten Bunkerwände beträgt hierfür der Seitendruck in der Tiefe h . . . $p_h = h \cdot \gamma \cdot \mathrm{tg}^2\left(45 - \frac{\varrho}{2}\right)$ $= h \cdot 0{,}75 \cdot 0{,}172 = 0{,}129\,h$ . . . t/m². Bei 0,83 m Abstand der Versteifungsträger ergibt sich in 9,4 m Tiefe der Seitendruck zu $p_{9,4} = 0{,}129 \cdot 9{,}4 = 1{,}213$ t/m². Dementsprechend wurden die Abmessungen für Bunkerwandung und Versteifung errechnet und deren Beanspruchung nachgewiesen. Als Versteifungsstiele sind I 26 und I 32 für die Bunkerwände zur Ausführung gekommen, und zwar die I 32 als Hauptstiele in den Rahmen- und Binderebenen, weil diese Stiele außer dem Bunkerdruck noch die Dach- und Bühnenlasten auf die Bunkerrahmen zu übertragen haben. Die Saumträger der Bunkerlängswände sind als Balken über vier Stützen berechnet. Ihre Lagerung haben sie an den Bindern erhalten und dienen gleichzeitig als Gurtung für die in den seitlichen Dachflächen vorgesehenen Verbände zur Aufnahme der Windlasten des oberen Bauteils.

In die Bunkerstirnwände sind auf 9 m Breite die Versteifungsriegel im Abstande von 2,5 m eingebaut, die mit dem Bunkergerippe außen bündig liegen und gleichzeitig als Bauwerksglieder angeordnet wurden. Hierdurch fielen die übrigen Versteifungsglieder kleiner aus und konnten hinter der Vermauerung untergebracht werden, so daß die Bunker nach außen nicht in Erscheinung treten.

Der Abstand der Bunkerausläufe beträgt 2,5 m. Ihre Schlitzweiten sind 0,54 · 6,4 m. Innerhalb dieser Öffnungen durften keine Querverbindungen für die Auslaufböden vorgesehen werden. Daher sind die Schlitzränder, wie Bild 2 zeigt, durch außenliegende Träger von 6,4 m Stützweite rahmenartig versteift worden. Das Füllgewicht für das Bunkerfeld 2,5 · 6,4 m (Schlitzlänge) bei etwa 11 m Schütthöhe ist $P = 2{,}5 \cdot 6{,}4 \cdot 11 \cdot 0{,}75$ t $= 132$ t, und hieraus ergibt sich der Belastungsanteil der Öffnung selbst zu $P' = 0{,}54 \cdot 6{,}4 \cdot 11{,}4 \cdot 0{,}75 = 29{,}6$ t, somit $(132 - 29{,}6)\,\frac{1}{2} = 51{,}2$ t.

Die Wände der Ausläufe sind unter 60° geneigt.

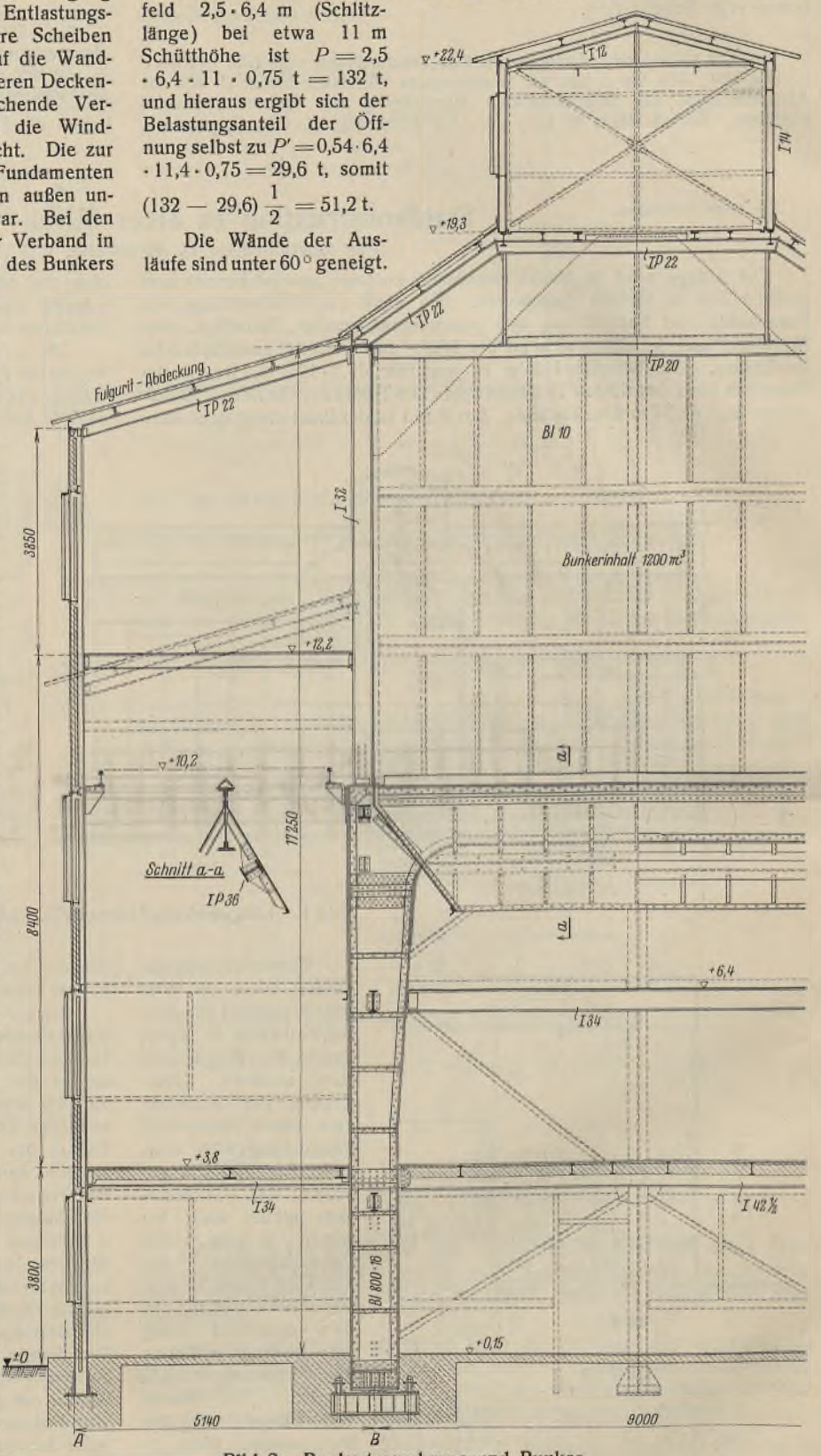


Bild 2. Bunkertragrahmen und Bunker.

Der Reibungswinkel zwischen Füllung und Auslaufwandung ist 25°. Die Gesamtlast $P = 132$ t muß mit den Kräften R und P' im Gleichgewicht sein. Mithin ergibt sich, auch nach Bild 3, die senkrecht auf die Auslaufwand wirkende Kraft zu

$$R_n = \frac{51{,}2}{\cos 35^\circ} \cdot \cos 25^\circ = 56{,}7 \text{ t}$$

und hieraus der mittlere, senkrecht wirkende Druck auf die Auslaufwand

$$p = \frac{56\,700}{196 \cdot 640} = 0{,}453 \text{ kg/cm}^2.$$

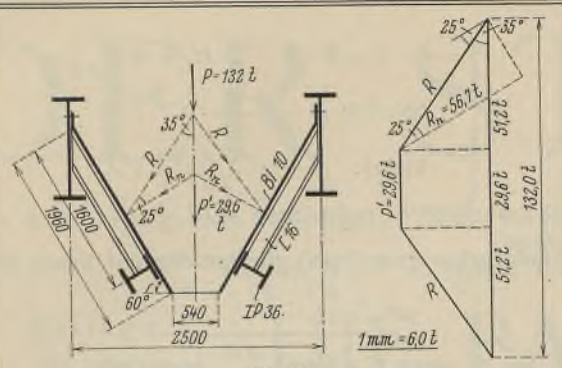


Bild 3.

Für diese Belastung sind die erforderlichen Abmessungen ermittelt worden. Von der Last 56,7 t erhält ein Aussteifträger am Bunkerschlitz mit 6,4 m Freilage anteilig $\frac{56{,}7 \cdot 1{,}96}{1{,}6 \cdot 2} = 34{,}8$ t.

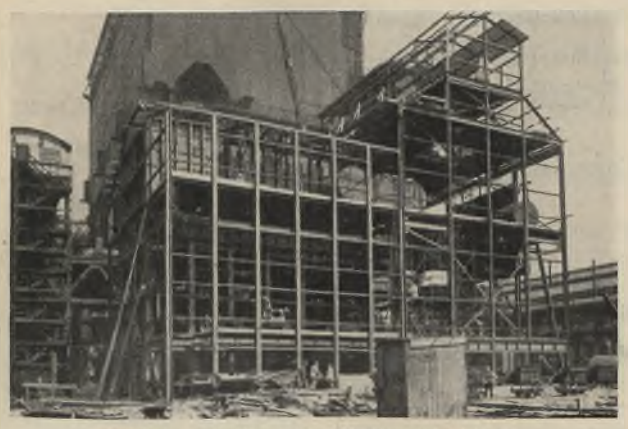


Bild 4. Montage der Stahlkonstruktion.

Für den gewählten Versteifungsträger IP 36 ergab sich die Beanspruchung von 1,11 t/cm², bei einer Durchbiegung $< \frac{l}{500}$.

Aus Gründen der besseren Bunkerentleerung und wegen der Bunkeranschlüsse am Rahmensteg wurden die Rahmenflansche möglichst schmal gehalten und die Stehbleche 16 mm stark gewählt. Ferner wurde ein Winkel auf dem Rahmenbalken zwecks besseren Abgleitens der Kohle vorgesehen. Der größte Auflagerdruck eines Rahmenstiels ist 150 t und der Horizontalschub 8,2 t. Das Auflager wurde aus zwei miteinander verschweißten und mit Verstärkungsrippen versehenen IP 34 von der Länge 1,5 m hergerichtet und in die Fundamente einbetoniert.

In Bunkerlängsrichtung ist zwischen den Rahmenstielen ein Verband zur Versteifung und Übernahme der Schübe und Stirnwandwindlasten derart eingebaut, daß dieser auf der Bühne + 6,4 kopfbandartig zwecks Wahrung der Bedienungsdurchgänge für die Abzugsbänder, jedoch nach unten als gewöhnliche Strebenanordnung ausgebildet wurde.

Die Dächer sind mit Asbest-Zement-Wellplatten eingedeckt. Die Lichtbänder wurden kittlos auf Holzsprossen verglast.

Bild 5. Das fertiggestellte Bauwerk.

Krane sind in Höhe + 10,2 der Bunkergebäude vorgesehen, wovon die im Ostbau herausfahren können. Die hierfür erforderlichen Öffnungen in der Wand sind mit Toren und dementsprechendem Öffnungsmechanismus abgeschlossen. Im Mittelbau befindet sich auf + 9,5 ein 18 t-Kran, der mit einem Sicherheitszuschlag von 50% zur Ausführung gekommen ist.

Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion zu diesem Bauwerk beträgt rd. 900 t. Bild 4 zeigt die Montage der Stahlkonstruktion, Bild 5 das fertige Bauwerk.

Alle Rechte vorbehalten.

Dreigelenkrahmenbinder mit Zugstange in Traufhöhe.

Von Dr.-Ing. **W. Schnidtmann**, Stuttgart.

Wenn man auch aus Gründen der Raum-Gestaltung und -Ausnutzung im allgemeinen dem frei überspannenden Hallenbinder den Vorzug geben wird, so gibt es doch auch viele Fälle (z. B. Lager-, Auto-, Sporthallen u. dgl.), in welchen entweder die Möglichkeit einer möglichst schlanken Ausbildung der Hallenwände oder die Herabsetzung des auf die Fundamente wirkenden Schubes höher bewertet wird als die Vorteile des vollständig freien Binders. In diesen Fällen wird in Traufhöhe eine Zugstange angeordnet, die den Hauptteil des Schubes aufnimmt. Da dieses Bindersystem im einschlägigen Schrifttum bis jetzt allgemein nicht behandelt

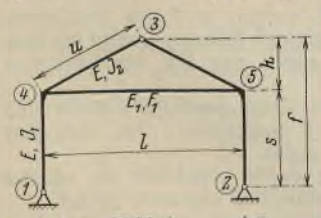


Bild 1.

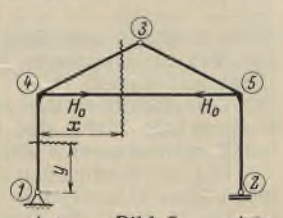


Bild 2.

ist, sofern es sich um Dreigelenkbinder handelt, sollen in folgendem geschlossene Formeln zu seiner Berechnung mitgeteilt werden, wobei die Ableitung, da sie grundsätzlich nichts Neues bietet, weggelassen wird. Bemerkt wird lediglich, daß die Normalkräfte bei der Ermittlung der statisch Unbestimmten nicht berücksichtigt wurden mit Ausnahme der Zugstangenkraft, die der Übersichtlichkeit halber getrennt (unter VIII.) behandelt ist.

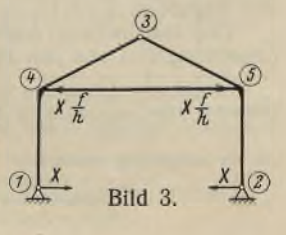


Bild 3.

Erläuterung.

Bild 1. Rahmensystem und Formgrößen. Rahmen ist symmetrisch, Zugstange ④ ⑤ in den steifen Rahmenecken gelenkig angeschlossen.

Bild 2. Statisch bestimmtes Grundsystem: M_0-Werte bei beliebiger Belastung.

Bild 3. Der statisch unbestimmte Schub X an den Fußgelenken und seine Wirkung auf die Zugstange.

Ergebnisse.

I. Beliebiger Belastungsfall.

Abkürzungen: $\frac{J_2}{J_1} = \nu$.

Linker Ständer $\int_0^s M_0 y\,dy = S_1$ rechter Ständer $\int_0^s M_0 y\,dy = S_1'$

„ Riegel $\int_0^{l/2} M_0\,dx = S_2$ „ Riegel $\int_0^{l/2} M_0\,dx = S_2'$

„ „ $\int_0^{l/2} M_0 x\,dx = S_3$ „ „ $\int_0^{l/2} M_0 x\,dx = S_3'$.

Grundformel:

$$(1)\qquad X = \frac{\nu(S_1 + S_1') + \frac{2us}{l}(S_2 + S_2') - \frac{4us}{l^2}(S_3 + S_3')}{\frac{2}{3} \cdot s^2(\nu s + u)}.$$

$$(2)\qquad \text{Ständer:}\quad M = M_0 - Xy$$

$$(3)\qquad \text{Riegel:}\quad M = M_0 - X \cdot \frac{s}{l}(l - 2x).$$

II. Einzellast P auf linkem Riegel, im Abstand $a = \alpha \cdot \frac{l}{2}$ von ⊕.

$$X = P \cdot \frac{u\,l}{8\,s\,(\nu\,s + u)} \cdot \alpha\,(2 - 3\,\alpha + \alpha^2). \tag{4}$$

Einflußordinaten $\eta = \alpha\,(2 - 3\,\alpha + \alpha^2)$.

$\alpha =$	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$\eta =$	0	0,171	0,288	0,357	0,384	0,375	0,336	0,273	0,192	0,099	0

$$\begin{cases} A = P \cdot \frac{l-a}{l} & B = P \cdot \frac{a}{l} \\ H_0 = P \cdot \frac{a}{2\,h} & M_0 = \mathfrak{M}_x - P \cdot \frac{a}{l} \cdot x, \end{cases} \tag{5}$$

wobei $\mathfrak{M}_x$ = Moment des Balkenträgers ④ ⑤.

III. Gleichmäßige Vollast g (t/m).

$$X = \frac{g\,l^2}{32} \cdot \frac{u}{s\,(\nu\,s + u)}. \tag{6}$$

$$A = B = \frac{g\,l}{2} \qquad H_0 = \frac{g\,l^2}{8\,h} \qquad M_0 = \frac{g}{4} \cdot x\,(l - 2\,x). \tag{7}$$

IV. Einseitige gleichmäßige Last p (t/m) auf linkem Riegel.

$$X = \frac{g\,l^2}{64} \cdot \frac{u}{s\,(\nu\,s + u)}. \tag{8}$$

$$A = \frac{3}{8} \cdot p\,l \qquad B = \frac{1}{8} \cdot p\,l \qquad H_0 = \frac{p\,l^2}{16\,h} \qquad M_0 = \frac{p}{4} \cdot x\,(l - 2\,x). \tag{9}$$

V. Winddruck W (von links) als Einzellast im Eckpunkte.

$$X = \frac{W}{2}. \tag{10}$$

$$\begin{cases} -A = B = W \cdot \frac{s}{l} & H_0 = W \cdot \frac{s}{2\,h} \\ \text{Ständer: } M = \pm \frac{W}{2} \cdot y \\ \text{Riegel: } M = \pm \frac{W\,s}{2\,l}\,(l - 2\,x). \end{cases} \tag{11}$$

Dabei linke Seite +, rechte Seite —.

VI. Winddruck w (von links) gleichmäßig auf linken Ständer.

$$X = \frac{w\,s}{16} \cdot \frac{5\,\nu\,s + 4\,u}{\nu\,s + u}, \tag{12}$$

sonst wie bei V., wenn $W s$ durch $\frac{w\,s^2}{2}$ ersetzt wird.

VII. Winddruck w_1 (von links) waagerecht auf die Dachfläche.

$$X = \frac{w_1\,h}{16\,s} \cdot \frac{8\,\nu\,s^2 + u\,(8\,s + h)}{\nu\,s + u}. \tag{13}$$

$$-A_0 = B_0 = \frac{w_1\,h}{2\,l}\,(2\,s + h) \qquad H_0 = \frac{w_1}{4}\,(2\,s + h).$$

$$\begin{cases} \text{linker Ständer: } M_0 = w_1\,h\,y \\ \text{linker Riegel: } M_0 = -\frac{w_1\,h}{l}\,(2\,s - h)\,x - \frac{2\,w_1\,h^2}{l^2} \cdot x^2 + w_1\,h\,s \\ \text{rechter Ständer: } M_0 = 0 \qquad \text{rechter Riegel: } M_0 = 0. \end{cases} \tag{14}$$

VIII. Einfluß der Zugstangen-Längenänderung.

Durch Lastwirkung:

$$\Delta X = -\frac{H_0 \cdot \frac{E}{E_1} \cdot \frac{J_2}{F_1} \cdot \frac{f}{h} \cdot l}{\frac{2}{3} \cdot s^2\,(\nu\,s + u) + \left(\frac{f}{h}\right)^2 l \cdot \frac{E}{E_1} \cdot \frac{J_2}{F_1}}. \tag{15}$$

Durch Temperaturänderung um $+ t°$ mit Ausdehnungszahl α: Der Zähler in (15) ist zu ersetzen durch $\frac{f}{h} \cdot \alpha\,t\,l\,E\,J_2$.

Verschiedenes.

Ausführung von Rohrbrücken im Dreigurtsystem. So viel umstritten die Anwendung des Dreigurtsystems bei hochbelasteten Straßen- oder Eisenbahnbrücken mit großen Lichtprofilen auch sein mag, so läßt es sich jedoch beim Bau von leichten Rohrbrücken vorteilhaft verwenden, da bei diesen aus konstruktiven Gründen ein Teil der zur Verwendung gelangenden Querschnitte nicht hinreichend ausgenützt werden kann. Bei Gegenüberstellung einer ausgeführten Dreigurtbrücke und einer nachgerechneten Viergurtbrücke ergibt sich eine reine Gewichtsersparnis von etwa 15 %.

Nachstehende Ausführungen beziehen sich auf eine vom Verfasser im Dreigurtsystem erbaute Rohrbrücke für die Zellstoffwerke Cosel-Waldhof O./S.

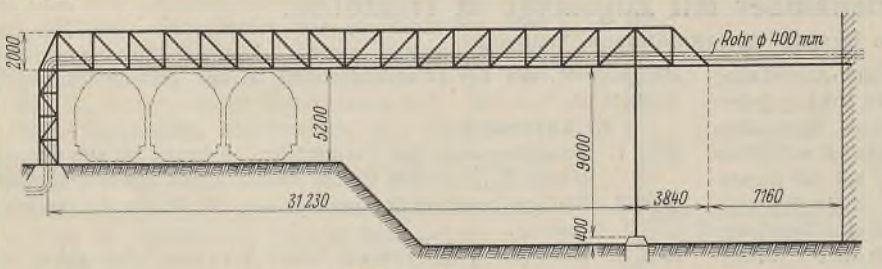


Bild 1. Übersicht.

Die Gesamtlänge der Brücke beträgt etwa 43 m, deren linker Teil bei einer Spannweite von 31,23 m drei Reichsbahngleise überbrückt, während der rechte Teil zwei Felder über die Pendelstütze hinauskragt. Hieran schließt sich das restliche Stück von etwa 7,42 m Spannweite als Paßstück an. Zum Vergleich der Brückengewichte wurde jedoch nur das Stück von 31,23 m Spannweite herangezogen, um ein einwandfreies Bild für den Balken auf zwei Stützen zu erhalten.

Gegenüberstellung der Gewichte.

	Dreigurt kg	Viergurt kg
1. Obergurt	785	1080
2. Untergurt	870	720
3. Füllungsstäbe des Hauptträgers	1390	1280
4. Unterer Windverband mit Querträgern	640	640
5. Oberer Windverband mit Endportalen	0	580
Zusammenstellung der Gewichte	3685	4300

Aus konstruktiven Gründen gelangten bei der Dreigurtbrücke kleinere Profile als Winkel 50 · 50 · 5 und Flachstäbe 50 · 5 und bei der Viergurtbrücke Winkel 45 · 45 · 5 nicht zur Verwendung. In den Gewichten ist ein Zuschlag von 3 % für Nietköpfe enthalten.

Bei Berechnung der Dreigurtbrücke wurde so vorgegangen, daß für ein theoretisches Grundtragwerk, welches senkrecht in Querschnittsmitte liegt, die Stabkräfte ermittelt, und diese dann in die einzelnen Ebenen zerlegt wurden. Das Fehlen des oberen Windverbandes ergibt nur für den Untergurt Zusatzspannungen.

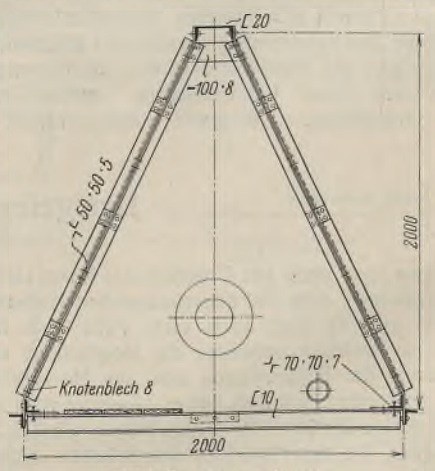


Bild 2. Querschnitt.

Zur Aufnahme der an den Obergurt-Knotenpunkten auftretenden waagerechten Kräfte sind Flachstäbe 100 · 8 vorgesehen. Am Untergurt treten nennenswerte Kräfte dieser Art nicht auf.

Für die Bestimmung der Überhöhung wurde gleichfalls die für das theoretische Grundsystem ermittelte Durchbiegung zugrunde gelegt.

Die Vorteile der Dreigurtbrücke bestehen auch noch in der Verminderung der Aufstellungskosten. Die Mehrarbeit in der Werkstatt, durch das Knicken der Knotenbleche bedingt, wird durch geringere Bohr- und Nietarbeit wieder aufgehoben.

Die konstruktive Ausbildung der Brücke sowie ihre schematische Anordnung sind aus den Bildern 1 u. 2 ersichtlich. Kontny.

INHALT: Modellversuche über die Belastung von Gitterfachwerken durch Windkräfte. — Stahlkonstruktion zu einer Misch- und Mahlanlage. — Dreigelenkrahmenbinder mit Zugstange in Traufhöhe. — Verschiedenes: Ausführung von Rohrbrücken im Dreigurtsystem.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Schriftleitung:
Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernsprecher: C 1 Steinplatz 0011
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernsprecher: Breslau 421 61

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

8. Jahrgang | BERLIN, 10. Mai 1935 | Heft 10

Modellversuche über die Belastung von Gitterfachwerken durch Windkräfte.

Alle Rechte vorbehalten.

2. Teil: Räumliche Gitterfachwerke.

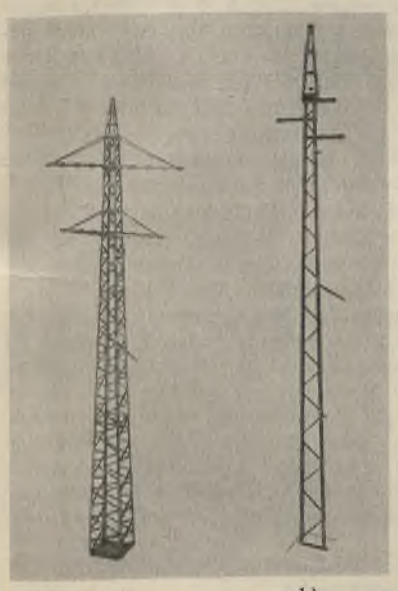
Von Prof. Dr.-Ing. **O. Flachsbart**, Hannover, und Dr. techn. **H. Winter**, Göttingen.

(Schluß aus Heft 9.)

V. Versuche an Modellen vollständiger Gittermasten.

Wir haben nun nur noch über Versuche an Modellen vollständiger Gittermasten zu berichten.

Das Modell eines Abspannmastes für eine 100 000 V-Leitung wurde mit und ohne Traversen, auf glatter und rauher Bodenplatte untersucht. Höhe des wirklichen Mastes über dem Erdboden 25 m. Maßstab des Modells 1 : 50, Modellhöhe infolgedessen 0,50 m. Bild 16a zeigt ein Lichtbild des Modells. Die Modelle Bild 10a bis c bzw. 13a bis c sind Teilmodelle, die dem unteren, mittleren und oberen Drittel des Abspannmastes entsprechen. Die Geschwindigkeitsverteilung über der Bodenplatte bei glatter und rauher Bodenfläche ist Bild 17 zu entnehmen.



a) b)

Bild 16a u. b. Modelle zweier Gittermasten. Links (a) Abspannmast, rechts (b) Tragmast. An den Modellen sind noch die Stiele und Ösen für die Aufhängung im Windkanal zu erkennen.

In Tabelle 2 sind u. a. die gemessenen C_{w_r}-Werte für den Abspannmast zusammengestellt. Am wichtigsten für uns sind die Meßwerte für den Mast ohne Traversen, da sie unmittelbar den Vergleich mit den Messungen an den Teilmodellen Bild 10 und den daraus gezogenen Schlüssen erlauben. Wir haben die C_{w_r}-Werte des Mastes ohne Traversen für $\alpha = 0°$ rechnerisch aus den in Tabelle 1 mitgeteilten Widerstandszahlen der Teilmodelle ermittelt, und zwar sowohl für die Geschwindigkeitsverteilung Bild 17a (rauher Boden) wie für Bild 17b (glatter Boden). Auf die Wiedergabe der Rechnung muß hier verzichtet werden. Die Abweichung der gerechneten von den gemessenen C_{w_r}-Werten des Mastes war in keinem Fall größer als 10%. Die Zuverlässigkeit des vor-

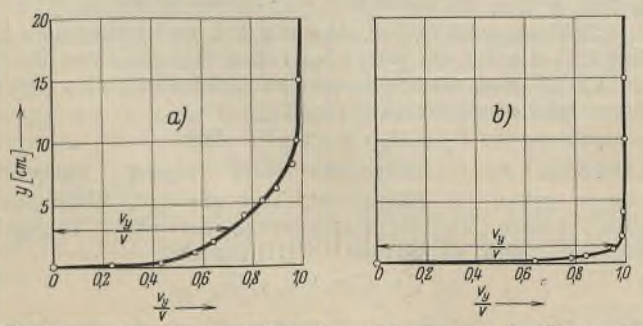


Bild 17a u. b. Geschwindigkeitsverteilung über der Bodenplatte.
a) rauhe Bodenplatte, b) glatte Bodenplatte.

Tabelle 2.
Vollständige Modelle von Gittermasten (Meßergebnisse).

Modell	Bild	φ	Traversen	Boden	$\alpha°$	C_{w_r}	C_{a_r}	$\xi = \frac{C_{w_r}^{(max)}}{C_{w_r}^{(o)}}$
Abspannmast	16a	0,334	ohne	glatt	0 (90, 180)	2,01		1,17
					45 (135)	2,35		
				rauh	0 (90, 180)	1,84		1,09
					45 (135)	2,01		
		0,315	mit	glatt	0 (180)	2,01		
					45 (135)	2,00		
					90	1,58		
				rauh	0 (180)	1,90		
					45 (135)	1,93		
					90	1,47		
Funkturm (Versuche von Katzmayr und Seitz)	Bauing. 15 (1934), S. 220	0,187	ohne	Angabe fehlt	0 (90, usw.)	2,544	0,0295	1,42
					9	2,765	0,2335	
					18	3,060	0,2545	
					27	3,335	0,1590	
					36	3,520	0,0423	
					45	3,620	0,0917	
Tragmast	16b	0,363	ohne	glatt	0 (180)	1,16		
					45 (135)	1,73		
					90 (270)	0,93		
				rauh	0 (180)	1,15		
					45 (135)	1,66		
					90 (270)	0,84		
		0,386	mit	glatt	0 (180)	1,22		
					20 (160)	1,28		
					45 (135)	1,63		
					65 (115)	1,54		
					90 (270)	0,85		
				rauh	0 (180)	1,15		
					45 (135)	1,30		
					90 (270)	0,83		

Anmerkung: Der Wind dreht in einer Ebene parallel zur Bodenplatte. $\alpha = 0°$ ist die Windrichtung quer zu einer Seitenwand, bei Masten mit Traversen im besonderen jene Richtung, die zugleich quer zu den Traversen liegt. — Bei der Berechnung von $\varphi = F_r / F$ wurde als Umrißfläche F die wirkliche Umrißfläche der Masten für $\alpha = 0°$ eingesetzt, bei Masten mit Traversen daher die Umrißfläche einschl. Traversen. Die für die Berechnung von φ, C_{w_r} und C_{a_r} erforderliche Fläche F_r ist die Ansichtsfläche einer Seitenwand, bei Masten mit Traversen die Ansichtsfläche einer Seitenwand einschl. Traversen, und zwar für Blickrichtung $\alpha = 0°$. — Ein leeres Feld in der Tabelle bedeutet:
für C_{a_r} „nicht gemessen",
für ξ „die definierte Größe ξ ist für den betr. Fall ohne Sinn oder ohne Bedeutung".

geschlagenen und hier benutzten Berechnungsverfahrens ist damit bestätigt. Daß für seine Anwendung die Kenntnis besonderer Meßergebnisse für Teilmodelle nicht erforderlich ist, wurde schon im vorigen Abschnitt gezeigt. Es genügt die Benutzung der Gl. (7) einschließlich einer Angabe für η (etwa auf Grund von Bild 5 oder 6). Man beachte, daß das Verfahren nicht nur eine Aussage über den Gesamtwiderstand des Mastes liefert, sondern auch Auskunft gibt über die Verteilung des Widerstandes längs der Höhe und infolgedessen über das Kippmoment.

Daß die Widerstandszahl des Mastes bei rauher Bodenplatte kleiner ist als bei glatter, hängt mit dem Unterschied der Geschwindigkeitsverteilungen zusammen. Die mit verzögert strömender Luft erfüllte Reibungsschicht über dem Boden ist bei rauher Bodenplatte erheblich dicker als bei glatter. Kleinere Geschwindigkeit bedingt kleineren Widerstand. Also ist der Gesamtwiderstand eines Mastes unter sonst gleichen Umständen um so kleiner, je ausgedehnter der Bezirk verminderter Geschwindigkeit im ankommenden Windstrom ist.

In diesem Zusammenhang sei darauf aufmerksam gemacht, daß ganz allgemein die Windkraft auf einen umströmten Körper abhängig ist von der örtlichen Verteilung der ungestörten Windgeschwindigkeit. Übertragungen von Meßergebnissen sind daher — auch wenn die übrigen geometrischen und aerodynamischen Ähnlichkeitsbedingungen erfüllt sind — nur dann streng möglich, wenn die Geschwindigkeitsverteilungen ähnlich sind. Angewandt auf Gittermaste bedeutet das: Das Ergebnis einer Messung an einem Gittermast, der auf einer Bodenplatte (Erdboden) steht, kann nur dann unmittelbar auf einen geometrisch ähnlichen Gittermast übertragen werden, wenn in beiden Fällen der Geschwindigkeitsverlauf ähnlich und das Verhältnis von Dicke der Reibungsschicht zu Masthöhe das gleiche ist. Bei dem untersuchten Abspannmast war diese Bedingung für die beiden Fälle glatte Platte und rauhe Platte offensichtlich nicht erfüllt. Daher die Unterschiede im C_{w_r}.

Der Zuwachs des Gesamtwiderstandes beim Ausschwenken der Windrichtung von $\alpha = 0°$ auf $\alpha = 45°$ beträgt für den Abspannmast bei rauher Bodenplatte $(2{,}01 - 1{,}84)/1{,}84 =$ rd. $9\,\%$, bei glatter Bodenplatte $(2{,}35 - 2{,}01)/2{,}01 =$ rd. $17\,\%$, mit anderen Worten: im einen Fall ist $\xi = 1{,}09$, im anderen $\xi = 1{,}17$. Diese Werte entsprechen dem, was nach den Versuchen an den Teilmodellen erwartet werden muß. Um so bemerkenswerter ist es, daß Katzmayr und Seitz kürzlich erheblich größere ξ-Werte gemessen haben[12]). Die beiden Autoren fanden für das Modell eines Holzfunkturms, das im Maßstab 1:30 etwa den Funktürmen des Großsenders Mühlacker entsprach[13]), $\xi = 1{,}42$. Der Völligkeitsgrad einer Seitenwand des Modells betrug $\varphi = 0{,}187$. Für $\alpha = 0°$ ergab sich $C_{w_r} = 2{,}544$, also ein Wert, der sich mit den Ergebnissen entsprechender Versuche aus unseren Versuchsreihen deckt (vgl. Tabelle 1 u. 2). Um so auffälliger ist es, daß für $\alpha = 45°$ ein so wesentlich höherer Wert gefunden wurde. Schließt man Meßfehler aus, so kann die Ursache für diesen Unterschied wohl nur darin erblickt werden, daß das Modell von Katzmayr und Seitz Füllstäbe enthielt, die nach der im Holzbau üblichen Bauweise aus zwei getrennten Stäben („Zangen" ‖) bestanden — ein Fall, der bei allen von uns untersuchten Modellen nicht vorkommt. Solche Stäbe, die hier kurz als Doppelstäbe bezeichnet werden mögen, haben merklich höheren Widerstand als ein einzelner Stab, wenn sie schräg von oben oder unten vom Winde getroffen werden. Nun kommt eine derartige Schräganströmung, die für einfache Stäbe — gleichgültig, ob profiliert oder nicht profiliert — ziemlich belanglos ist, tatsächlich bei jedem Mast vor (ganz abgesehen von schräg von oben einfallendem Wind), und zwar deshalb, weil das freie Ende des Mastes umströmt wird und sich unter Umständen auch die Bodengrenzschicht vor dem Mast infolge des durch den Mast hervorgerufenen Druckanstiegs vom Boden ablöst und dadurch der oberhalb strömenden Luft Aufwärtskomponenten erteilt. Beide Effekte sind bei $\alpha = 45°$ stärker als bei $\alpha = 0°$ (da zwar der Völligkeitsgrad einer Seitenwand bei $\alpha = 45°$ ebenso groß ist wie bei $\alpha = 0°$, die wirkliche Durchlässigkeit des Mastes aber bei Schräganblasung geringer wird). Also kann die Tatsache, daß beim Holzfunkturm mit Doppelstäben ein größerer ξ-Wert gefunden wurde als bei den von uns untersuchten Fachwerken, dem Grunde nach als erklärt gelten. Auf die Größe des Unterschiedes kann aus dieser Überlegung nicht geschlossen werden. Es sei aber noch folgendes bemerkt:

Katzmayr und Seitz haben die Windkraft ihres Modells nicht durch Kraftmessungen am ganzen Modell ermittelt, sondern durch Messungen an einzelnen Höhenabschnitten des Modells, und zwar mit Hilfe einer besonderen, nicht näher beschriebenen Meßmethode, bei der die wirkliche

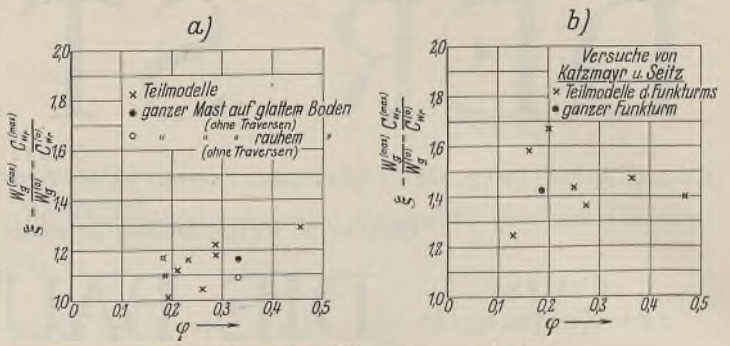


Bild 18a u. b. Gittermaste und -türme mit quadratischem Querschnitt bei Schräganströmung. ξ-Werte nach eigenen Versuchen (a) und nach Versuchen von Katzmayr und Seitz (b).

Zerlegung des Modells in Teilmodelle vermieden werden konnte. Die ξ-Werte der einzelnen Höhenabschnitte des Funkturmmodells sind in Bild 18b eingetragen. Die Streuung der Meßwerte ist ziemlich groß, ein regelmäßiger Gang mit zunehmendem φ nicht sicher zu erkennen, so daß wir es nicht für ausgeschlossen halten, daß in den mitgeteilten ξ-Werten der einzelnen Abschnitte und infolgedessen auch in dem ξ-Wert des ganzen Turmes noch unerkannte störende Einflüsse enthalten sind, die in irgendeiner Weise mit dem benutzten Meßverfahren zusammenhängen. Es wäre zu begrüßen, wenn diese Frage geklärt würde[14]). Auf jeden Fall wird man — zum mindesten vorläufig — annehmen müssen, daß Werte $\xi > 1{,}2$ vorkommen können, insbesondere dann, wenn im Fachwerk des Mastes Doppelstäbe enthalten sind. Es wird in solchen Fällen genügen, $\xi = 1{,}3$ bis $1{,}4$ zu setzen. Der Wert $\xi =$ rd. $1{,}3$ wurde im übrigen auch bei einem der von uns untersuchten Teilmodelle gemessen, und zwar bei großem Völligkeitsgrad ($\varphi = 0{,}455$). Man vergleiche dazu Bild 18a, beachte aber, daß aus diesem Bilde nicht etwa gefolgert werden darf, daß mit wachsendem φ der Wert von η dauernd zunimmt, denn für $\varphi = 1{,}0$ (quadratisches Prisma) fand Wieselsberger für $\lambda = \infty$ den Wert $\xi = 1{,}072$, für $\lambda = 5$ den Wert $\xi = 0{,}835$, also bei endlichem Seitenverhältnis sogar Verminderung des Widerstandes bei Schräganströmung[15]).

Über den Einfluß, den Traversen auf die Windkraft von Gittermasten haben, unterrichtet Tabelle 2. Die Einfluß ist klein, solange — wie beim untersuchten Modell des Abspannmastes — die Ansichtsflächen der Traversen klein sind gegenüber der Ansichtsfläche des Mastes.

Im übrigen sind in Tabelle 2 außer den Meßergebnissen für den Abspannmast und den Funkturm noch die entsprechenden Ergebnisse für das Modell eines Tragmastes (Modellmaßstab 1:20, Modellhöhe 0,575 m) nach Abb. 16b aufgenommen. Die Meßergebnisse gehören nicht eigentlich in eine Veröffentlichung über die Windbelastung räumlicher Fachwerke, da der Tragmast aus einem ebenen Gitterträger besteht, und zwar von der Art des Bildes 19 im 1. Teil. Die Ergebnisse interessieren aber vielleicht im Zusammenhang mit den vorstehenden Bemerkungen über Gittermasten und mögen daher hier Platz finden.

VI. Zusammenfassung der wichtigsten Ergebnisse. Schlußfolgerungen.

1. Während die Windkraftzahlen c eines einzelnen Trägers in örtlich und zeitlich gleichförmiger Strömung bei vorgegebener Windrichtung praktisch allein vom Völligkeitsgrad φ des Fachwerks abhängen (vgl. 1. Teil), sind die Windkraftzahlen C räumlicher Fachwerke unter gleichen Umständen wesentlich abhängig von drei Zustandsgrößen: Völligkeitsgrad (φ), Verhältnis von Trägerabstand zu Trägerhöhe (e/d), Lage der Netze der Träger zueinander (auf Deckung oder versetzt). Ist τ ein symbolischer Parameter für die Trägerlage, so kann man den Zusammenhang kurz so anschreiben:

(11) $$C = C(\varphi,\ e/d,\ \tau).$$

Unter räumlichen Fachwerken sind dabei offene Fachwerke verstanden, die aus gleichartigen ebenen Gitterträgern zusammengesetzt sind.

2. Wird unter C im besonderen die Gesamtkraftzahl C_{p_r} verstanden, so ist definitionsgemäß (1. Teil, Abschnitt I, 2 und vorliegender 2. Teil, Abschnitt I, 2) die auf ein räumliches Fachwerk durch einen Windstrom von der örtlich und zeitlich konstanten Geschwindigkeit v bei einem Anströmwinkel α ausgeübte Gesamtkraft

$$P_g = C_{p_r} \cdot {}^1/_2\, \varrho\, v^2 \cdot F_r \quad [\mathrm{kg}]$$

($\varrho =$ Luftdichte, $F_r =$ Ansichtsfläche eines Trägers). Entsprechende Gleichungen gelten für Normalkraft, Tangentialkraft, Widerstand und Quertrieb. Lassen wir die Beschränkung auf einen vorgegebenen Anströmwinkel fallen, so folgt aus Gl. (11) zunächst

(12) $$C = C(\varphi,\ e/d,\ \tau,\ \alpha)$$

[12]) Winddruck auf Fachwerktürme von quadratischem Querschnitt (Bauing. 15, 1934, S. 218 bis 221). Die Versuche wurden im Aeromechanischen Institut der Techn. Hochschule Wien ausgeführt. Zwei besondere Versuchsreihen über den Einfluß zeitlich schwankender Windströme (einmal Staudruck veränderlich um $\pm 30\,\%$, dann Windrichtung um $\pm 15°$ schwankend, beides in Perioden von rd. 1 [s]) ergaben dabei das wichtige Resultat, daß derartige Schwankungen „die Ergebnisse innerhalb der Meßgenauigkeit nicht beeinflussen".

[13]) Vgl. H. Seitz, Die Holztürme des Großsenders Mühlacker (Bauing. 12, 1931, S. 529 bis 533).

[14]) Die Herren Katzmayr u. Seitz, an die wir uns dieserhalb brieflich wandten, konnten die Angelegenheit bislang noch nicht klären.

[15]) C. Wieselsberger, Versuche über den Luftwiderstand gerundeter und kantiger Körper (II. Lieferung der Ergebnisse der Aerodynamischen Versuchsanstalt zu Göttingen, München u. Berlin 1923, S. 22 ff.).

und hiermit aus der vorletzten Gleichung

$$\left.\begin{matrix} P_g \\ W_g \\ A_g \\ N_g \\ T_g \end{matrix}\right\} \text{ wesentlich abhängig von } (\varphi,\ e/d,\ \tau,\ \alpha,\ \varrho,\ v,\ F_r).$$

Das gilt für ein örtlich und zeitlich gleichförmiges Geschwindigkeitsfeld, das stets vorausgesetzt ist, wenn nichts anderes bemerkt wird. Ist der Windstrom nicht gleichförmig, so kommen weitere Parameter hinzu. Für einen einzigen Träger vereinfacht sich die Beziehung durch den Wegfall von e/d und τ.

3. Zwei Träger von gleichem Umriß, gleichem Fachwerktyp und gleichem Völligkeitsgrad, die parallel so hintereinander liegen, daß ihr Umriß sich, normal zu ihren Netzebenen gesehen, deckt, bilden ein Trägerpaar. Die Netzteilungen der beiden Träger brauchen dabei nicht notwendig auf Deckung zu liegen. Wird ein solches Trägerpaar quer zur Netzebene vom Wind getroffen, so erfährt jeder der beiden Träger eine Windkraft, die verschieden ist von derjenigen Windkraft, die auf ihn ausgeübt würde, wenn der andere Träger nicht vorhanden wäre. Der Unterschied ist für den windseitigen Träger gering, für den dem Wind abgewandten Träger erheblich. Der Windschatten des vorderen Trägers reicht sehr weit, so daß der rückwärtige Träger noch in weitem Abstand vom vorderen in merklichem Windschutz liegt. Bei großem Trägerabstand ist es dabei belanglos, ob die Netzteilungen der beiden Träger auf Deckung liegen oder nicht. Bei kleinen Trägerabständen ist die Windkraft auf den rückwärtigen Träger bei Lage auf Deckung kleiner als in versetzter Lage.

4. Bezeichnet man die Widerstände der beiden Träger eines quer angeströmten Trägerpaares mit W_I und W_II, so ist der Gesamtwiderstand W_g des Trägerpaares [vgl. Gl. (1) bis (4)]

$$W_g = W_\mathrm{I} + W_\mathrm{II} = \psi_\mathrm{I} W + \psi_\mathrm{II} W = \psi_\mathrm{I} W\left(1 + \frac{\psi_\mathrm{II}}{\psi_\mathrm{I}}\right)$$

und seine Gesamtwiderstandszahl

$$C_{w_r} = \psi_\mathrm{I} \cdot c_{w_r}\left(1 + \frac{\psi_\mathrm{II}}{\psi_\mathrm{I}}\right) = \psi_\mathrm{I} \cdot c_{w_r}(1+\eta).$$

Hierin bezeichnet W den Widerstand, $c_{w_r} = c_{w_r}^{(e=\infty)}$ die Widerstandszahl des einzelnen (isolierten) Trägers, wenn der andere Träger nicht da ist. Auf Grund der Versuche kann mit hinreichender Näherung die Abschirmungszahl des vorderen Trägers

$$\psi_\mathrm{I} = 1{,}0$$

gesetzt werden. Die Abschirmungszahl ψ_II des rückwärtigen Trägers und das Abschirmungsverhältnis η der beiden Träger sind dann praktisch gleichbedeutend. Der Ausdruck für C_{w_r} vereinfacht sich zu

$$C_{w_r} = c_{w_r}(1+\eta). \tag{7}$$

Die c_{w_r}-Werte sind dem 1. Teil, und zwar Bild 21 bzw. Abschnitt VI, 7 und 8 zu entnehmen, die η-Werte Bild 5 oder 6 des vorliegenden 2. Teils. Für Abschätzungen genügt es zu setzen

$$(13)\quad \left\{\begin{matrix} c_{w_r} = 1{,}6 \\ \eta = (1-\varphi)^2 \end{matrix}\right\} \text{Träger auf Deckung}$$

$$\left\{\begin{matrix} c_{w_r} = 1{,}6 \\ \eta = 1{,}2\,(1-\varphi)^2 \end{matrix}\right\} \text{Träger versetzt.}$$

Über das Verhalten eines Trägerpaares bei Schräganströmung unterrichten die Bilder 7a u. b. Praktisch ist es kaum von Interesse.

Wie beim Einzelträger sind auch beim Trägerpaar die Tangentialkräfte vernachlässigbar klein, und zwar sowohl bei Quer- wie bei Schräganströmung. Seitenverhältnis und Umriß der Träger spielen keine wesentliche Rolle.

5. Die Windbelastung von Brücken mit zwei Hauptträgern und von Gittermasten läßt sich zurückführen auf die Windbelastung eines Trägerpaares. Da in dem Ausdruck für die Widerstandszahl eines Trägerpaares [Gl. (7)] außer der Widerstandszahl des Einzelträgers nur das Abschirmungsverhältnis η vorkommt, ist mit Hilfe von η die Windbelastung von Trägerpaaren und somit von Brücken und Gittermasten zurückgeführt auf die Windbelastung des Einzelträgers (d. h. des isolierten Trägers, der Gegenstand der Untersuchung im 1. Teil war). Gittermaste bei Anströmung in Richtung der Querschnittsdiagonalen lassen sich allerdings nur durch ein gedachtes gleichwertiges Trägerpaar ersetzen. Zur aerodynamischen Kennzeichnung dieses Ersatzträgerpaares bedarf es der Einführung einer weiteren Größe (ξ).

6. Die Windkraftberechnung einer Brücke mit zwei Hauptträgern kann nach Gl. (7) erfolgen. Soweit nicht im Einzelfall besondere Messungen vorliegen, ist zu setzen

$$\text{für } \varphi < 0{,}25 \qquad c_{w_r} = 1{,}8$$
$$\text{für } \varphi \geqq 0{,}25 \qquad c_{w_r} = 1{,}6.$$

Da allerdings die bei Brückenträgern vorkommenden Völligkeitsgrade die Grenze $\varphi = 0{,}25$ kaum oder doch nur wenig unterschreiten, genügt im allgemeinen

$$c_{w_r} = 1{,}6 = \text{const},$$

so daß sich die Entwurfsformel vereinfacht zu

$$C_{w_r} = 1{,}6\,(1+\eta). \tag{14}$$

η ist dem Bild 6 oder der Formel Gl. (6) zu entnehmen bzw. entsprechenden Schaubildern oder Formeln (e bezeichnet dabei die Fahrbahnbreite, d den Abstand zwischen den Mittellinien der Gurte eines Trägers, näherungsweise also auch die Trägerhöhe).

Wie sich die Windkraft ungefähr auf die beiden Hauptträger verteilt, ist unmittelbar aus der Entwurfsformel abzulesen:

$$C_{w_r} = c_{w_r}(1+\eta) = \underbrace{c_{w_r}}_{\text{vorderer}} + \underbrace{c_{w_r}\eta}_{\text{rückwärtiger Träger}}$$

bzw. mit $c_{w_r} = 1{,}6$

$$C_{w_r} = \underbrace{1{,}6}_{\text{vorderer}} + \underbrace{1{,}6\,\eta}_{\text{rückwärtiger Träger.}}$$

Für Abschätzungen kann man auch hier wieder $\eta = (1-\varphi)^2$ setzen (jedenfalls für Träger auf Deckung, mit denen man es bei Brücken fast ausschließlich zu tun hat). Für Entwurfsberechnungen wird man aber zweckmäßig auf Angaben zurückgreifen, die wie Bild 6a u. b obere Randwerte der gemessenen η liefern und dadurch das Ergebnis der Rechnung zur sicheren Seite neigen lassen. Die η-Werte der Abb. 6b ergeben in Verbindung mit der Entwurfsformel Gl. (7) oder (14) den Gesamtwiderstand der Brücke auch noch bei $\varphi = 1{,}0$ (Vollwandträger) hinreichend sicher. Die wirkliche Verteilung der Windkräfte auf vorderen und rückwärtigen Träger entspricht dabei (d. h. für $\varphi = 1{,}0$ und auch für Völligkeitsgrade in der Nähe von 1,0) meist nicht mehr der Verteilung, auf die aus der Entwurfsformel zu schließen wäre (Beweis: Bild 6b enthält nur positive η-Werte, liefert daher für den rückwärtigen Träger stets positive Widerstandszahlen, und zwar $c_{w_r}\eta$, also nur Kräfte in Windrichtung; in Wahrheit erfährt der rückwärtige Träger bei $\varphi = 1{,}0$ und kleineren Fahrbahnbreiten Kräfte entgegen der Windrichtung, vgl. Bild 1). Die Aerodynamik vollwandiger Brückenträger bedarf daher noch weiterer Untersuchungen. Im Rahmen der Dickmannschen Versuche ist diese Aufgabe in Angriff genommen. Für alle echten Fachwerkbrücken mit zwei Hauptträgern von überall einheitlichem Völligkeitsgrad[16]) liefert das entwickelte Entwurfsverfahren aber praktisch ausreichende Auskunft über die größte Gesamtwindkraft und ihre Verteilung auf die Hauptträger. Dabei ist bereits der Tatsache Rechnung getragen, daß die größten Normalkräfte nicht bei Queranströmung, sondern bei Schräganströmung auftreten. Die nach der Entwurfsformel Gl. (7) oder (14) ermittelten Windkräfte sind normal zur Netzebene der Hauptträger wirkend zu denken. Die Tangentialkräfte dürfen vernachlässigt werden.

7. Die auf Gittermasten ausgeübten Windkräfte lassen sich aus den Windkräften der Teilmodelle (d. h. einzelner Höhenabschnitte der Masten mit im Mittel gleichem Fachwerktyp und gleichem Völligkeitsgrad in einem Windstrom konstanter Windgeschwindigkeit) ermitteln, und zwar auch dann, wenn die Eckpfosten der Masten — wie das in der Regel der Fall ist — nicht parallel sind und Völligkeitsgrad, Fachwerktyp und Windgeschwindigkeit sich mit der Höhe ändern. Man denkt sich zu diesem Zweck den Turm oder Mast in Höhenabschnitte mit jeweils im Mittel konstantem Völligkeitsgrad, konstantem Querschnitt und konstanter Windgeschwindigkeit aufgeteilt, berechnet für jeden Abschnitt die Windkraft auf Grund bekannter Messungen an Teilmodellen und fügt die berechneten Teilwindkräfte zur Gesamtwindkraft zusammen. Man erhält dabei außer der Größe und Richtung der Gesamtwindkraft auch ihren Angriffspunkt.

Für ein aus vier gleichartigen ebenen Gitterträgern gebildetes Kastenfachwerk mit parallelen Gurtungen (als Teilmodell eines Gittermastes zu betrachten) läßt sich der Widerstand bei Anströmung quer zu einer Seitenwand ($\alpha = 0°$) gleichfalls aus der Entwurfsformel (7) für Trägerpaare berechnen. Damit ist zum Ausdruck gebracht, daß bei Queranströmung der Widerstand fast allein durch die beiden quer zum Winde liegenden Seitenwände verursacht wird; die in Windrichtung liegenden Wände tragen so gut wie nichts zum Widerstand bei. η ist Bild 5 u. 6 zu entnehmen. Bezüglich c_{w_r} vgl. das in den vorangehenden Abschnitten VI, 4 und 6 Gesagte und die Meßergebnisse des 1. Teils. Meist sind die Mastquerschnitte quadratisch. Dann ist sehr angenähert $e/d = 1{,}0$. Sind dabei die Netzteilungen der beiden quer zum Winde liegenden Seitenwände gegeneinander versetzt, so wäre als Entwurfskurve für η eine Kurve zu benutzen, die in Bild 5e oberhalb der Meßpunkte verläuft. Die in Bild 5a u. 6a für $e/d = 1{,}0$, und zwar für Träger auf Deckung eingetragene ausgezogene Kurve erfüllt diese Bedingung aber schon, da sie mit Rücksicht auf einige hier noch nicht veröffentlichte Versuche an Brückenmodellen und zur Vereinfachung des Berechnungsverfahrens für Gittermaste ziemlich hoch über die eingetragenen Meßpunkte gelegt wurde. Man kann daher bei der Windkraftberechnung quer angeströmter Kastenfachwerke mit quadratischem Querschnitt die gegenseitige Lage

[16]) Bezüglich der Berechnung von Trägern mit nicht überall gleichem Völligkeitsgrad vgl. man die Bemerkungen in Abschnitt VI, 9 des 1. Teils.

der Netzteilung der beiden quer zum Winde liegenden Seitenwände in erster Näherung unbeachtet lassen, wenn man für die Berechnung des Gesamtwiderstandes die Entwurfsformel (7) und für η die Kurve mit dem Parameter $e/d = 1{,}0$ in Bild 6a benutzt. Daß es dabei auch für Völligkeitsgrade $\varphi < 0{,}25$ meist genügt, $c_{w_r} = 1{,}6 = \text{const}$ zu setzen, ersieht man aus der drittletzten Spalte der Tabelle 1. In dieser Spalte sind die C_{w_r}-Werte eingetragen (als $C^{(0)}_{w_r}$ bezeichnet, da sie für den Fall $\alpha = 0°$ gelten), die nach der Formel Gl. (14) $C_{w_r} = 1{,}6\,(1+\eta)$ berechnet wurden, und zwar mit den η-Werten des Bildes 6a für $e/d = 1{,}0$. Ebenso befriedigende Ergebnisse erhält man, wenn man $\eta = 1{,}2\,(1-\varphi)^2$ setzt (vgl. die in eckige Klammern gesetzten Zahlen in der drittletzten Spalte der Tabelle 1). Grundsätzlich wird man natürlich sicherer gehen, wenn man für $\varphi < 0{,}25$ nicht $c_{w_r} = 1{,}6$, sondern $c_{w_r} = 1{,}8$ setzt.

Bei Schräganblasung ($\alpha \gtrless 0°$, vgl. Bild 9) wächst der Widerstand des Kastenfachwerks. Der Größtwert ist meist bei $\alpha = 45°$ erreicht, gelegentlich aber auch schon bei kleineren Winkeln. Für die technische Windkraftberechnung von Kastenfachwerken mit quadratischem Querschnitt wird es meist ausreichen, die Anströmung in Richtung der Querschnittsdiagonalen ($\alpha = 45°$) als die Windrichtung zu betrachten, bei welcher der Widerstand seinen Größtwert erreicht $\left(W_g^{(\max)} \equiv W_g^{(45)}\right)$. Dann ist [vgl. Gl. (8)]

$$W_g^{(\max)} \equiv W_g^{(45)} = \xi\, W_g^{(o)}.$$

Die Werte für ξ sind den Ergebnissen besonderer Messungen zu entnehmen (Bild 18). Im allgemeinen genügt es, $\xi = 1{,}1$ bis $1{,}2$ zu setzen (vgl. Tab. 1). Enthalten die Seitenwände Füllstäbe, die aus zwei getrennten Stäben gebildet werden („Doppelstäbe" ‖), so empfiehlt sich Erhöhung des ξ-Wertes auf $\xi = 1{,}3$ bis $1{,}4$. Dem Ausdruck für $W_g^{(45)}$ ist die Verteilung der Windkraft auf die einzelnen Seitenwände unmittelbar zu entnehmen; man vergleiche dazu das in Abschnitt IV, 2 Gesagte, im besonderen Gl. (9) u. (10).

Die Kräfte quer zur Windrichtung (Quertrieb, C_{a_r}) können sowohl für $\alpha = 0°$ wie für $\alpha = 45°$ vernachlässigt werden.

8. Die Aerodynamik des räumlichen Gitterfachwerks ist durch die vorgelegten Ergebnisse einigermaßen klargestellt. Auch die Grundzüge verbesserter technischer Berechnungsverfahren, die sich auf Grund der gewonnenen Erkenntnisse entwerfen lassen, haben wir bereits angedeutet. Es ist aber wohl nützlich, wenn das Schema der Windkraftberechnung, wie es sich nun etwa ergibt, ohne die Last von Begründungen noch einmal angeschrieben wird. Dabei läßt sich dann auch leicht ein Vergleich mit den heute üblichen Berechnungsverfahren ziehen.

a) Windkraftberechnung für eine Brücke mit zwei Hauptträgern.

(Voraussetzung: Hauptträger mit überall gleichem Völligkeitsgrad[17]).)

Gegeben: Völligkeitsgrad φ je eines der beiden Hauptträger
Ansichtsfläche F_r „ „ „ „ „
$c_{w_r} = 1{,}6$
Luftdichte ϱ (für normale Verhältnisse $\varrho = 1/8$ [kg s²/m⁴]).

Weiterhin vorzuschreiben: Die in die Rechnung einzusetzende Windgeschwindigkeit v (etwa $v = 35$ [m/s] oder $v = 40$ [m/s]).

Gang der Berechnung: Auf die Brücke ausgeübte größte Windkraft

$$W_g = C_{w_r} \cdot {}^1/_2\, \varrho\, v^2 F_r = C_{w_r}\, q\, F_r \quad [\text{kg}]$$

normal zu den Trägerebenen gerichtet. C_{w_r} ist nach der Entwurfsformel (7) bzw. (14)

$$C_{w_r} = c_{w_r}(1+\eta) = 1{,}6\,(1+\eta).$$

Daher

$$\boxed{W_g = 1{,}6\,(1+\eta)\, q\, F_r} \quad [\text{kg}]. \tag{15}$$

η ist Bild 6 oder Gl. (6) zu entnehmen bzw. entsprechenden Schaubildern oder Gleichungen. η ist abhängig vom Völligkeitsgrad φ der Träger und vom Verhältnis e/d der Fahrbahnbreite e zum mittleren Gurtabstand d (der Gurtabstand unterscheidet sich im allgemeinen so wenig von der Trägerhöhe, daß d meist mit genügender Näherung als Trägerhöhe betrachtet werden kann).

Von der berechneten Gesamtkraft W_g entfällt angenähert
$W_{\text{I}} = 1{,}6\, q\, F_r$ auf den vorderen Hauptträger,
$W_{\text{II}} = 1{,}6\, \eta\, q\, F_r = \eta\, W_{\text{I}}$ auf den rückwärtigen Hauptträger.

[Anmerkung: Die η-Werte aus Bild 6b liefern für große φ-Werte, im besonderen für $\varphi = 1{,}0$, die Gesamtkraft W_g noch hinreichend sicher, sie gestatten dagegen nicht mehr, die Verteilung auf die beiden Hauptträger aus der Entwurfsformel (7) zutreffend zu berechnen.]

[17]) Wo diese Voraussetzung nicht erfüllt ist, müssen die Teile mit einheitlichem Völligkeitsgrad für sich getrennt berechnet werden.

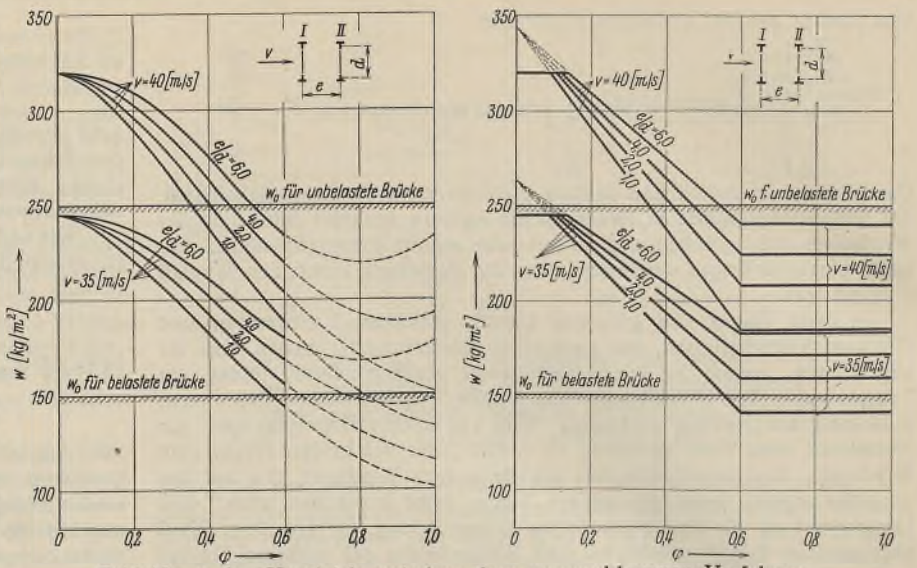


Bild 19a u. b. Vergleich zwischen dem vorgeschlagenen Verfahren und den geltenden Vorschriften für die Windkraftberechnung von Brücken. Es entspricht Bild 19a Bild 6a und Bild 19b Bild 6b.

Um einen Vergleich des vorgeschlagenen Berechnungsverfahrens mit den heute üblichen Vorschriften zu ermöglichen, schreiben wir mit der Abkürzung

$$w = 1{,}6\,(1+\eta)\, q \quad [\text{kg/m}^2] \tag{16}$$

den Ausdruck für die Gesamtwindkraft in der Form

$$W_g = w\, F_r \quad [\text{kg}]. \tag{17}$$

In den heute in Deutschland geltenden Winddruckvorschriften wird vorgeschrieben

$$W_g = w_0\, F_r \quad [\text{kg}]$$

mit $w_0 = 150$ [kg/m²] für die belastete Brücke und $w_0 = 250$ [kg/m²] für die unbelastete Brücke[18]). Wir haben auf Grund von Bild 6a u. 6b die w-Kurven für $v = 35$ [m/s] und $v = 40$ [m/s] berechnet und in Bild 19a u. 19b gemeinsam mit den w_0-Werten aufgetragen. Man ersieht aus diesen Auftragungen, daß die w_0-Werte der heutigen Vorschriften Mittelwerte von offensichtlich zutreffender Größenordnung sind (das entspricht ja auch der langen Erfahrung, die man mit diesen Vorschriften gemacht hat). Daß die geltenden Bestimmungen die Abhängigkeit der Windkraft von der Fahrbahnbreite unberücksichtigt lassen, ist nahezu bedeutungslos. Wesentliche Mängel sind aber darin zu erblicken, daß die w_0-Vorschrift weder die starke Abhängigkeit des w vom Völligkeitsgrad zum Ausdruck bringt, noch irgendeinen Anhalt für die Verteilung der Windkraft auf die beiden Hauptträger bietet. Es bleiben also physikalisch wichtige Zusammenhänge außer Betracht, deren Berücksichtigung (bei hinreichender Kenntnis der aerologischen Tatsachen) ein wirtschaftlicheres Bauen ermöglichen würde.

b) Windkraftberechnung eines Gittermastes mit quadratischem Querschnitt.

Gegeben: Völligkeitsgrad φ je einer Seitenwand
Ansichtsfläche F_r je einer Seitenwand
$c_{w_r} = 1{,}6$ (gegebenenfalls genauere Werte)
Luftdichte ϱ.

Weiterhin vorzuschreiben: Verteilung $v(y)$ der in die Rechnung einzusetzenden Verteilung der Windgeschwindigkeit v längs der Höhe y über dem Erdboden; dazu Größe der Windgeschwindigkeit in einer bestimmten Höhe.

Gang der Rechnung: Den Mast in Richtung seiner Hochachse einteilen in einzelne Abschnitte, und zwar derart, daß für jeden dieser Abschnitte Querschnitt, Völligkeitsgrad und Windgeschwindigkeit im Mittel konstant gesetzt werden können. Berechnung der Windkraft für jeden Abschnitt wie folgt:

Anströmung quer zu einer Seitenwand ($\alpha = 0°$).

Gesamtkraft in Windrichtung

$$W_g^{(o)} = C_{w_r}^{(o)} \cdot {}^1/_2\, \varrho\, v^2 F_r = C_{w_r}^{(o)}\, q\, F_r \quad [\text{kg}].$$

Dabei ist F_r die Ansichtsfläche einer Seitenwand des betreffenden Abschnittes. Mit

$$C_{w_r}^{(o)} = c_{w_r}(1+\eta)$$

folgt

$$\boxed{W_g^{(o)} = c_{w_r}(1+\eta)\, q\, F_r} \quad [\text{kg}] \tag{18}$$

oder mit $c_{w_r} = 1{,}6$

$$\boxed{W_g^{(o)} = 1{,}6\;(1+\eta)\; q\, F_r} \quad [\text{kg}] \tag{19}$$

[18]) Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft, Berechnungsgrundlagen für stählerne Eisenbahnbrücken (BE). 3. Aufl. Berlin 1934. S. 48. Die von uns benutzte Bezeichnung w_0 findet sich dort nicht.

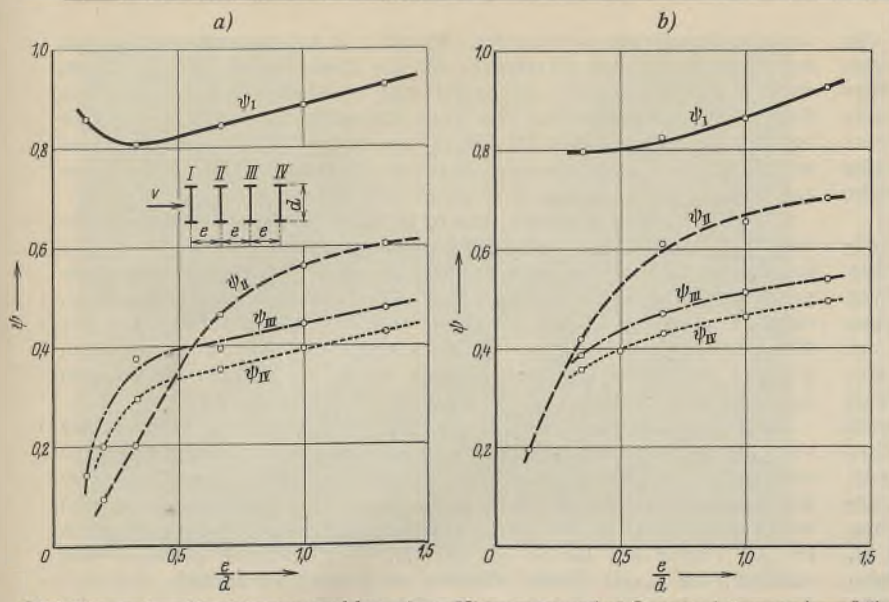


Bild 20a u. b. Abschirmungszahlen einer Vierergruppe bei Queranströmung ($\alpha = 0°$) und unendlichem Seitenverhältnis ($\lambda + \infty$). Träger: Leiterfachwerke nach Bild 8b des 1. Teils, $\varphi = 0{,}178$. Links (Bild 20a) alle Träger auf Deckung, rechts (Bild 20b) jeder Träger gegen den benachbarten um eine halbe Feldweite versetzt.

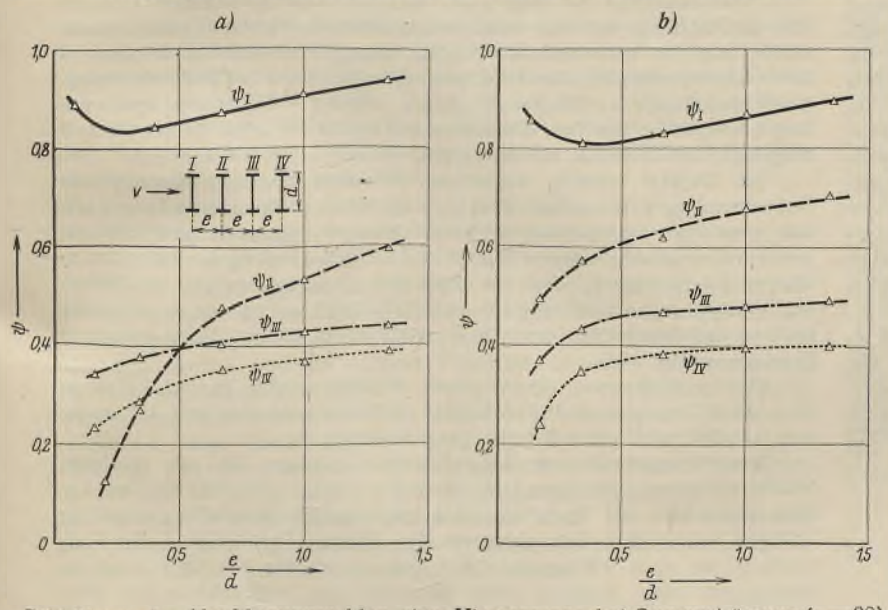


Bild 21a u. b. Abschirmungszahlen einer Vierergruppe bei Queranströmung ($\alpha = 0°$) und unendlichem Seitenverhältnis ($\lambda = \infty$). Träger: Parallelträger mit V-Fachwerk nach Bild 8g des 1. Teils, $\varphi = 0{,}234$. Links (Bild 21a) alle Träger auf Deckung, rechts (Bild 21b) jeder Träger gegen den benachbarten um eine halbe Feldweite versetzt.

η ist dem Bild 6a, Kurve für $e/d = 1{,}0$, zu entnehmen, oder aber man setze

$$\eta = 1{,}2\ (1 - \varphi)^2.$$

Es entfallen ungefähr

$$1{,}6\, q\, F_r = \frac{1}{1+\eta} \cdot W_g^{(o)} \quad \text{auf die vordere Wand,}$$

$$1{,}6\, \eta\, q\, F_r = \frac{\eta}{1+\eta} \cdot W_g^{(o)} \quad \text{auf die rückwärtige Wand.}$$

Die Kräfte sind (mit hinreichender Näherung) als normal zu den Wandflächen gerichtet zu denken. Die Seitenwände in Windrichtung erfahren praktisch keine Windbelastung.

Anströmung in Richtung der Querschnittsdiagonalen ($\alpha = 45°$). Gesamtkraft in Windrichtung

$$\boxed{W_g^{(45)} = \xi\, W_g^{(o)}} \quad \text{[kg]}. \tag{20}$$

$\xi = 1{,}1$ bis $1{,}4$. Für Stahlkonstruktionen genügt meist $\xi = 1{,}1$ bis $1{,}2$, im besonderen dann, wenn keine Füllstäbe verwendet werden, die aus zwei getrennten, in einigem Abstand voneinander liegenden Einzelstäben bestehen („Doppelstäbe", Beispiel: ‖). Wo Doppelstäbe vorkommen, wie vielfach im Holzbau (Zangen), sind Werte $\xi > 1{,}2$ zu benutzen. (Die vollständige Klärung dieser Fragen durch weitere Versuche bleibt abzuwarten.)

Von der Gesamtkraft entfällt etwa

$\xi \cdot 1{,}6\, q\, F_r = \frac{1}{1+\eta} \cdot W_g^{(45)}$ je zur Hälfte auf die beiden windseitigen Wände

$\xi\eta \cdot 1{,}6\, q\, F_r = \frac{\eta}{1+\eta} \cdot W_g^{(45)}$ je zur Hälfte auf die beiden dem Wind abgewandten Seitenwände.

Die Kräfte wirken in Windrichtung.

Die Zusammensetzung der in dieser Weise für die einzelnen Höhenabschnitte des Mastes berechneten Windkräfte ergibt außer der Gesamtbelastung des Mastes gleichzeitig die Verteilung der Belastung längs der Höhe und das Kippmoment der resultierenden Windkraft.

Unterwirft man von diesen Ergebnissen aus die heute üblichen Verfahren zur Berechnung der Windbelastung von Gittermasten einer Kritik, so ist vor allem festzustellen, daß sowohl das sogenannte Sinusgesetz wie das Sinusquadratgesetz das in Wahrheit eintretende Anwachsen des Widerstandes bei Schräganströmung nicht liefern und daß im übrigen wie bei der Brückenberechnung kein Anhalt für die Verteilung der Windkraft auf die einzelnen Seitenwände gegeben ist. Man vergleiche hierzu außerdem die kritischen Bemerkungen bei Katzmayr und Seitz a. a. O.

9. Zum Schluß muß noch einmal darauf hingewiesen werden, daß alle hier mitgeteilten Ergebnisse nur für räumliche Gitterfachwerke gelten, die aus ebenen Gitterträgern zusammengesetzt sind und deren Windbelastung nicht oder doch nicht wesentlich beeinflußt wird durch Unebenheiten des Geländes oder durch benachbarte Bauwerke. In Fällen, in denen entweder diese Bedingungen nicht erfüllt oder aus den vorliegenden Ergebnissen keine hinreichenden Auskünfte über die Windbelastung des Bauwerks zu erhalten sind, empfiehlt es sich, besondere Modellversuche auszuführen.

VII. Anhang.

Wir teilen in Bild 20 und 21 noch Ergebnisse von Messungen an vier in gleichem Abstand parallel hintereinander liegenden gleichartigen Gitterträgern mit. Die Träger wurden zwischen Seitenwänden untersucht, also für unendliches Seitenverhältnis ($\lambda = \infty$).

Die Messungen haben einiges Interesse im Hinblick auf die Windbelastung von Brücken mit mehr als zwei Hauptträgern. Wenn ihre Ergebnisse trotzdem in einen Anhang verwiesen werden, so deshalb, weil sie möglicherweise mit Meßfehlern behaftet sind. Die Modelle wurden in einem kleinen Windkanal mit frei ausblasendem Luftstrom untersucht. Da der Freistrahl sich seitlich ausbreitet, wird die gleichförmige Geschwindigkeitsverteilung im Strahl mit wachsendem Abstand von der Düsenmündung mehr und mehr zerstört. Außerdem ist zu befürchten, daß der Einbau von vier Trägern samt den Seitenwänden den Freistrahl quer zur Spannweite der Träger etwas auseinandergetrieben hat. Beide Erscheinungen wirken in Richtung einer Verkleinerung der Trägerwiderstände. Kontrollmessungen sind noch nicht ausgeführt. Man darf aber wohl annehmen, daß die etwaigen Meßfehler so klein sind, daß aus den Ergebnissen noch mit genügender Annäherung auf das wirkliche Verhalten der Träger geschlossen werden kann.

Die Einzelträger, aus denen die Vierergruppen gebildet wurden, sind aus dem 1. Teil bekannt (vgl. dort Bild 8b u. 8g bzw. Bild 9 oder 21). Für den gleichen Trägertyp Bezeichnung der Meßpunkte hier wie dort durch gleiche Zeichen. Aufgetragen sind hier in Bild 20 und 21 die Abschirmungszahlen ψ der Träger über dem bezogenen Trägerabstand e/d. Man ermittelt daraus die Widerstandszahlen und die Widerstände der Träger in bekannter Weise. Beispiel: Widerstand W_{III} des Trägers III bei vorgegebenem Abstand e/d und vorgegebener Trägerlage (versetzt oder auf Deckung). Man entnimmt Bild 20 oder 21 den Wert ψ_{III}, dazu den obengenannten Bildern des 1. Teils die Widerstandszahl c_{w_r} des isolierten Trägers und erhält für Widerstandszahl und Widerstand des Trägers III im Verbande der Vierergruppe

$$c_{w_{r_{III}}} = \psi_{III}\, c_{w_r}, \qquad W_{III} = c_{w_{r_{III}}}\, q\, F_r \quad \text{[kg]}.$$

Alle Rechte vorbehalten.

Stahlblechdecken.

Von Obering. i. R. **Hans Gruetz**, Gustavsburg.

Bei Entwürfen von Hochbauten für Fabrikgebäude und Geschäftshäuser aller Art spielt für die Wahl des Deckensystems das Eigengewicht der verschiedenen Deckenarten eine wesentliche Rolle.

Die Erfindung des Eisenbetons brachte im Deckenbau erhebliche Vorteile, da sie nicht nur gestattete, die Decke dünner und leichter zu halten, sondern auch durch geeignete Gestaltung der Deckenquerschnitte (Rippen u. dgl.) in bezug auf ihren Biegungswiderstand günstige Verhältnisse zu schaffen. Eine weitere Verbesserung ergibt sich, wenn für nicht allzu hoch beanspruchte Decken für das Betongemisch statt des üblichen Kieses der leichtere Bimskies verwendet wird. Die Festigkeit des Bimsbetons ist allerdings geringer, aber die durch das geringere Eigengewicht erzielten Vorteile können trotzdem in bestimmten Fällen

von maßgebendem Einfluß sein und waren die Ursache, daß, seit die Bimsbetondecken Ende vorigen Jahrhunderts durch die M. A. N. in die Bauwirtschaft eingeführt wurden, in kurzer Zeit eine sich rasch ausdehnende Industrie entstand, die sich mit der Herstellung von Bimsbeton- oder sonstigen Leichtbeton-Baukonstruktionen beschäftigt.

Mit Eisenbeton sind erhebliche Deckenstützweiten zu erzielen, die aber durch das sich mit der Stützweite rasch vergrößernde Eigengewicht immerhin begrenzt sind.

Die Herstellung an der Baustelle selbst erfordert kostspielige, zeitverschlingende und andere Arbeiten behindernde Schalungen und Gerüste zum Aufbringen und Aufnehmen der Betonmassen bis zur Abbindung und Einrichtungen zur Beförderung und Mischung der erforderlichen Baustoffe und zur Wasserzuleitung. Für leichtere Zwischendecken und besonders Dacheindeckungen werden daher in hierzu besonders eingerichteten Werkstätten verlegungsfertige Betonbauteile, vornehmlich entsprechend geformte Normplatten u. dgl. hergestellt. Mit Rücksicht auf die Beförderung und die Verlegung sind aber den Größen solcher werkfertiger Platten ziemlich enge Grenzen gezogen, was bei dem Entwurf der Unterkonstruktionen oft nachteilig empfunden wird. Die Eisenbetondecke hat also trotz ihrer sonstigen guten Eigenschaften Nachteile, deren Vermeidung für die Bauindustrie in nicht wenigen Fällen erwünscht ist.

Zog man nun den Stahl für Decken in Betracht, so konnte Stahlblech mäßiger Stärke auf einer Biegemaschine zu einer zugleich biegungsfest tragenden und eindeckenden Form ohne Schwierigkeit ausgestaltet werden. Das übliche Wellblech, das an sich ja diese Eigenschaften auch besitzt, ist in zu geringem Grade tragfähig und wegen seiner Wellenform für sich allein nicht anwendbar.

Eine Bördelung ebener Stahlblechplatten zum Zusammenbau findet bereits bei den seit Jahren durch die M. A. N. hergestellten wasserlosen Scheibengasbehältern statt. Hierbei wird die Blechwand der Behälter, um die zum Auf- und Abgleiten der Gasabschlußscheibe erforderliche, glatte Innenfläche zu erhalten, mit nach außen liegenden Bördelschenkeln hergestellt, die von außen miteinander vernietet oder verschweißt werden. Hierbei erhält die aus verhältnismäßig dünnen Blechen bestehende Wand gleichzeitig genügende Steifigkeit. Die Formung der einzelnen Bleche muß nun in der Weise weitergeführt werden, daß die Platte einen genügend tragfähigen Querschnitt erhält, um auch unter größeren Lasten erhebliche Spannweiten zu überbrücken. Bei geringstem Stoffverbrauch ergab sich die für Biegungsfestigkeit, Steifigkeit und Zusammenbaumöglichkeit vorteilhafteste Form des Plattenquerschnitts nach Bild 1, die auch für die Herstellung mit der Biegemaschine und für die Beförderung am geeignetsten war. Die Platten werden dabei in einfachster Weise mit nur einer Schraubenreihe in der oberen Bördelkante aneinandergeschlossen, wie das Bild zeigt. (Durch D. R. P. geschützt.)

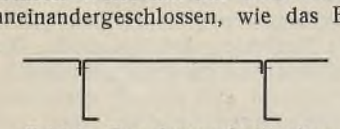


Bild 1. Regelquerschnitt einer Stahlblechplatte.

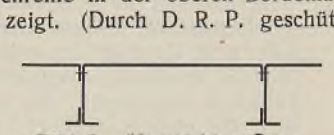


Bild 2. Verstärkter Querschnitt einer Stahlblechplatte.

Durch Veränderung der Rippenhöhe, der Plattenbreite und der Blechstärke können beliebige Querschnittformen für die jeweiligen Verhältnisse geschaffen werden, so, daß Eigengewicht und Tragfähigkeit der Platte am günstigsten sind.

Die Blechstärke liegt mit Rücksicht auf den Handel und die Bearbeitung im allgemeinen zwischen 2 und 6 mm, andere Stärken sind natürlich möglich; die Breite der fertig geformten Tafeln ergibt sich bei der Ermittlung des günstigsten Querschnitts, im allgemeinen werden walzfertige Bleche in Breiten von 700 bis 1000 mm verwendet. Bei der im allgemeinen von der Deckenstützweite abhängigen Länge der einzelnen Deckenplatten ist die Beförderung und der Zusammenbau zu berücksichtigen, 8 bis 9 m ist hierfür noch ein handliches Maß.

Um bei gegebener Rippenhöhe, Plattenbreite und Blechstärke die Tragfähigkeit zu erhöhen, läßt sich in einfacher Weise am unteren Rande des Rippenbördels eine Verstärkung etwa in Form eines angenieteten oder angeschweißten Winkel- oder sonstigen Profils nach Bild 2 anbringen. Das Widerstandsmoment und die Tragfähigkeit werden dadurch erhöht und es lassen sich mit geringen Kosten wirtschaftliche Querschnitte erzielen. Falls die Decke als Abschluß nach unten an der Unterkante eine Schalung erhält, erleichtern die waagerechten Bördel und gegebenenfalls die Verstärkungswinkel die Anbringung einer solchen wesentlich.

Die Herstellung der Stahlblechdecke im Werk und der Zusammenbau werden außerordentlich einfach und ihre Eigenart wirkt günstig auf die Gestaltung des Gesamttraggerüstes zurück. Da die Deckenbleche von Querachse zu Querachse freitragend ausgeführt werden, entfallen alle Zwischenglieder in der Längsrichtung der Decken, deren Aufgaben für Lastübertragung und Aussteifung restlos die Stahlblechdecke übernimmt. Das Tragskelett kann also in der denkbar einfachsten Form ausgebildet werden. Die Beförderung der verhältnismäßig leichten, nicht sperrigen Stücke und das Aufholen an der Baustelle sind auch ganz einfach. Der Zusammenbau der Decke beschränkt sich auf die einfache Verschraubung der einzelnen Tafeln miteinander. Sobald z. B. bei mehrstöckigen Bauten das Traggerippe eines Geschosses für die ersten Felder aufgestellt ist, werden die Deckenbleche eingezogen und die Decke dem Fortgang des übrigen Zusammenbaus auf dem Fuße folgend fertiggestellt, so daß sie bei den weiteren Arbeiten als Arbeits- und Schutzdecke dienen kann und weiterhin die festgeschlossene, fugenlose Stahlblechebene sofort eine ausgezeichnete Versteifung des Gesamtbaus darstellt.

Schließlich gibt sie ohne andere Behelfe die sichere Unterlage zur Aufbringung der Deckenbeläge, Verschalungen, Leitungen und sonstiger Inneneinrichtungen, die auch nachträglich ohne jede Schwierigkeit angebracht oder geändert werden können, da der leicht zugängliche Hohlraum zwischen den Rippen der Decke jede Möglichkeit zuläßt. Für alle diese Arbeiten wird infolge der Deckeneigenart eine so wirtschaftlich günstige Ausführung gesichert, wie sie kaum bei anderen Deckenarten erreichbar sein dürfte.

Für Hallendächer, bei welchen auf weitergehenden Wärmeschutz verzichtet werden kann, genügen meistens eine oder mehrere Schichten unmittelbar auf die Blechhaut aufgeklebte Dachpappe ohne besondere Zwischenlage. Ist jedoch ein besserer Wärmeschutz erforderlich, so wird man zunächst auf die Stahlhaut als Schutzschicht eine stärkere Lage mit fertigen Platten aus hierfür geeignetem, ganz leichtem, porösem Stoff auflegen, wie sie in großer Auswahl im Handel zu erhalten sind und diese dann mit Pappabdeckung in üblicher Weise versehen. Soll das Dach auch eine untere Verschalung erhalten, zweckmäßig wohl aus Holz, so kann diese in einfachster Weise an den unteren waagerechten Bördelansätzen der Rippen angebracht werden.

Zwischendecken für mehr oder weniger hohe Belastungen erhalten über der Stahldecke auf einer wasserdichten Abdeckschicht eine entsprechend starke, zugleich lastverteilende Schicht aus gut wärmehaltenden, druckfesten Leichtplatten, darüber eine Ausgleichschicht und den Fußbodenbelag. Zur Verschalung der Deckenunterkante werden entsprechend geformte Leichtsteinplatten aus Ton, Bimsbeton od. dgl. in die Bördelkanten trocken eingefügt, die dann mit einem Verputz versehen werden können.

Die Decken werden, abgesehen von dem etwaigen Verputz der Unterschalung, vollkommen trocken eingebracht. Ihre Herstellung kann also ohne Rücksicht auf die Jahreszeit erfolgen. Sie sind feuerfest und wasserundurchlässig. Gegen Säuren und Laugen erhalten sie widerstandsfähigen Schutzanstrich. Auf ein möglichst geringes Gewicht der Beläge und Verschalungen wird sorgsam geachtet, damit neben der an sich sehr leichten Stahlblechdecke auch im Gesamtgewicht ein möglichst günstiges Ergebnis erzielt wird.

Die Gesamtbauzeit nimmt einen verhältnismäßig kurzen Zeitraum ein. Eine Gruppe von drei Arbeitern stellt im achtstündigen Arbeitstag z. B. rd. 200 m² Stahlblechdecke gebrauchsfertig her.

Werkstättenarbeit und Baustellenarbeit können für die gesamte Stahlkonstruktion sozusagen am laufenden Bande erfolgen, da die Anlieferungen und der Vorschub ohne gegenseitige Hemmung planmäßig erfolgen kann, ohne Störung durch die übrigen Bauarbeiten. Die Aufstellung ist ohne Hilfsgerüste mit ganz einfachen Geräten möglich. Schalungen oder sonstige raumsperrende und arbeitshindernde Einrichtungen kommen nicht in Frage und die Kosten hierfür werden erspart.

Lagerplatzraum an der Baustelle wird in geringem Umfang benötigt, da die angelieferten Teile sofort verbaut werden können. Bauten in engeren Stadtstraßen können also auch ohne Schwierigkeiten ausgeführt werden.

Mehrgeschossige Gebäude werden stockwerkweise fertiggestellt, ohne durch anderweitige Arbeiten beeinträchtigt zu werden.

Die Schallsicherheit der Decken ist bei Ausführung der Beläge und Schalungen in der vorgesehenen Art gewährleistet.

Da sämtliche Stahlteile vor Feuchtigkeit und sonstigen schädlichen Einflüssen geschützt sind, ist eine lange Lebensdauer gewährleistet.

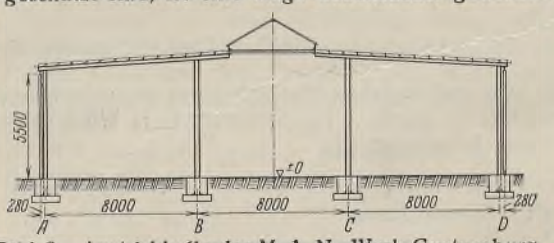


Bild 3. Anstrichhalle der M. A. N., Werk Gustavsburg. Gebäudequerschnitt.

Nachdem bei der Weiterverfolgung des neuen Baugedankens im Werk Gustavsburg der M. A. N. mit fertig gebördelten Stahlblechplatten Belastungsversuche mit dem erwarteten Ergebnis vorgenommen waren, wurde zu Beginn des Jahres 1931 eine zur Ausführung vorgesehene, neue Anstrichhalle in der Stahlblechbauweise im Werk Gustavsburg errichtet. In dieser Halle werden die Stahlträger angestrichen, nachdem sie durch das in einem Sonderraum untergebrachte Sandstrahlgebläse von Rost befreit sind. Wie aus der Querschnittzeichnung (Bild 3) hervorgeht, läßt die ihrem Zweck angepaßte Durchbildung dieser Halle an Klarheit und Einfachheit nichts zu wünschen übrig.

Bild 4. Anstrichhalle der M. A. N., Werk Gustavsburg. Innenansicht.

Ihre Länge von 40 m ist durch die in 5 m Abstand stehenden Stützen unterteilt. Beide Giebelwände sind mit je $^1/_2$ Stein starkem Mauerwerk in Stahlfachwerk ausgemauert.

In Übereinstimmung mit der ins Auge fallenden geschlossenen Einfachheit des Tragwerks bildet die Stahlblechdecke unmittelbar auf den Bindern aufruhend und freitragend den Dachabschluß. Dazu wurde 2 mm starkes Stahlblech verwendet, die angebördelten Rippen sind 155 mm hoch und die Baubreite einer Platte ist 750 mm. Die abgewickelte Blechbreite beträgt 1000 mm. Die seitlichen Abschlüsse über den Toren und Wänden sind im Zusammenhang mit der Blechdecke einheitlich ebenfalls aus Stahlblech ausgeführt.

Da besondere Wärmehaltung nicht erforderlich ist, wurde die mit rd. 5 % Steigung ausgeführte Dachfläche mit Dachpappe abgedeckt, die ohne Zwischenlage unmittelbar auf das Blech aufgeklebt ist.

Die je 27,5 m² großen Tore in den Längswänden sind ebenfalls vollständig aus gebördelten Stahlblechplatten in gleicher Ausführung wie die Dachplatten hergestellt und laufen der Höhe nach glatt durch. Die oberen Laufrollen und die unteren Führungen sind an den verstärkten Randblechen angebracht, ebenso die Fenster. Da besondere Rahmen, Verstrebungen und Verkleidungen entbehrlich werden, ist die Zweckmäßigkeit dieser Ausführungsart augenfällig. Bis auf die Fenster, das Oberlicht und die ausgemauerten Giebelwände bietet sonach die Innenansicht der Halle das Bild einer durchlaufenden Stahlfläche, die durch Bördelrippen in ansprechender Weise belebt wird. Die Halle zeigt die Möglichkeit weitgehender Verwendung des Stahles, auch für Zwecke, die bisher noch nicht in Betracht gezogen wurden.

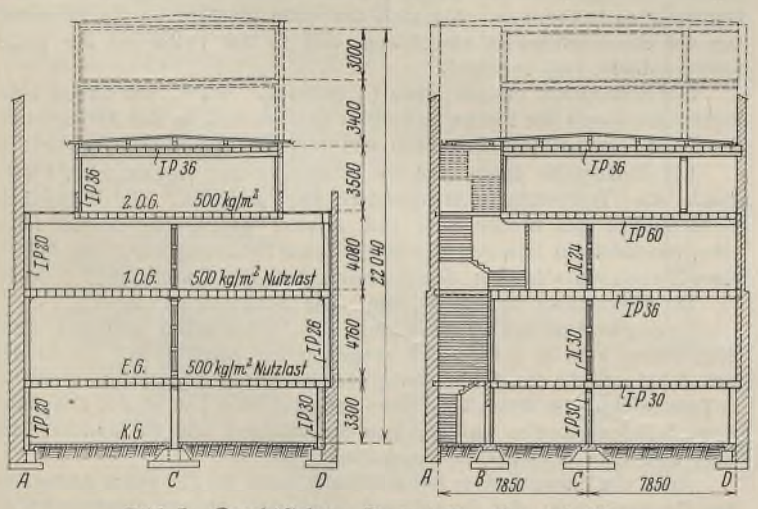


Bild 5. Geschäftshaus Darmstadt. Querschnitte.

Bild 4 zeigt das gefällige Innere dieser Bauweise.

Das Eigengewicht der Dacheindeckung, Stahlblech und Pappabdeckung beträgt 35 kg/m² Dachfläche, also nur einen Bruchteil auch der leichtesten, andersgearteten Dacheindeckungen.

Der M. A. N, Werk Gustavsburg, wurden bereits einige umfangreichere Bauaufträge erteilt, bei denen für sämtliche Decken und Dächer ausschließlich die neuen Stahlblechdecken verwendet wurden.

Hierzu gehört ein Geschäftshausbau, den Architekt Söder in Darmstadt der M. A. N. als Generalunternehmerin in Auftrag gab, für das vollständig fertige Gebäude einschließlich aller Baueinrichtungen, Einbauten usw. Erwähnt sei, daß Decken aus Eisenbeton wegen zu großer Baufeuchtigkeit und Behinderung der weiteren Bauarbeiten durch Schalung und deren Steifen nicht erwünscht waren.

Es handelt sich um ein 16 m breites und insgesamt 41 m tiefes Gebäude, welches aus dem Kellergeschoß und zunächst drei Obergeschossen besteht, während der Ausbau von zwei weiteren Obergeschossen für später vorgesehen ist (Bild 5).

Neben dem vorderen Eingang von der Straße her liegt das Haupttreppenhaus im abgeschlossenen Raum, eine weitere Nebentreppe ist seitlich der Rückwand in die Obergeschosse eingebaut. Die Nebentreppen sind in Beton, die Haupttreppen in Stahl und Belag der Stufen und Wangen mit geschliffenen roten Tonplatten ausgeführt.

Die Bauplatzverhältnisse waren sehr ungünstig. Als seitliche Längsabschlüsse dienen die Mauern des alten Wohnhauses bzw. der Nachbargebäude, die gegeneinander durch Holzspreizen abgesteift werden mußten, bis der Neubau entsprechend weit hochgeführt war. Platz zur Lagerung war kaum vorhanden, der Zusammenbau mußte zeitweise von den auf der Straße haltenden Zubringerwagen aus erfolgen. Für diese Verhältnisse war die vorgesehene Bauweise mit Stahlblechdecken wie geschaffen, weil der Aufbau stockwerkweise Feld für Feld immer sogleich einschließlich der aussteifenden Stahlblechdecke gleichmäßig fortlaufend erfolgen konnte, so daß Stapelung großer Mengen von Bauteilen vermieden werden konnte. Auch die durchgängige Verwendung von einbaufertig gelieferten handlichen Baustücken im trockenen Verfahren war hier besonders günstig.

Die in 5 m Abstand liegenden Deckenunterzüge werden beiderseits durch je eine neben den alten Mauern stehende Wandstütze und je eine Mittelstütze getragen. Als Wandstützen dienen einfache I P-Träger, ebenso ist die Mittelstütze im nur 3,3 m hohen Kellergeschoß ausgeführt, die Mittelstützen in den Obergeschossen sind aus zwei ⊏-Profilen zusammengesetzt (Bild 5). Oberhalb des zweiten Obergeschosses sind in den mittleren fünf Feldern die Wandstützen um rd. 2,8 m nach der Mitte zu versetzt, so daß hier ein vorläufig einstöckiger, später dreistöckiger Aufbau mit seitlichen Gängen entsteht und die Belichtung von außen ermöglicht wird.

Zur Aufnahme der für eine Nutzlast von 500 kg/m² vorgesehenen Deckentafel sind die in jeder Stützenreihe in der Querrichtung zwischen den Stützen angebrachten, aus einfach liegenden I P-Trägern gebildeten Unterzüge bestimmt.

In der Längsrichtung dienen als Trag- und Aussteifungsglieder ausschließlich die 3 bzw. 3,5 mm starken gebördelten Stahlblechplatten, die sich unmittelbar auf die in 5 m Abstand liegenden Unterzüge abstützen und, um eine möglichst geringe Bauhöhe für die gesamte Decke zu erhalten, mit ihrer Oberkante bündig mit derjenigen der Unterzüge verlegt sind. Die Plattenbreite beträgt 300 mm, die Rippenhöhe 220 mm, an der Unterkante der Rippe ist ein Verstärkungswinkel angeschweißt (Bild 6).

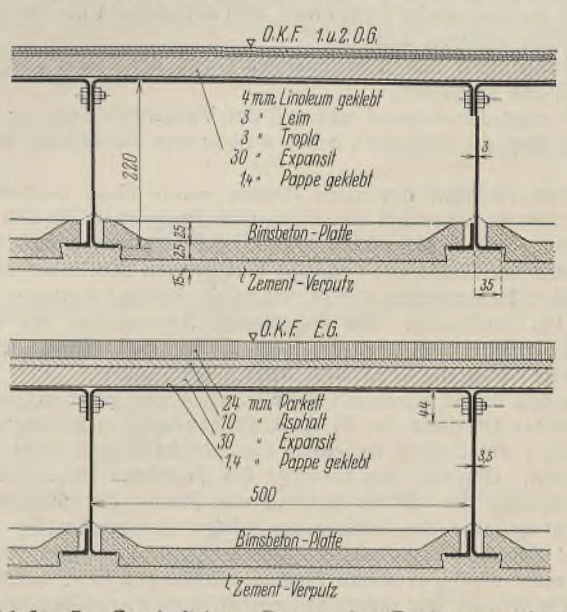


Bild 6 u. 7. Geschäftshaus Darmstadt. Deckenquerschnitte.

Bezüglich der statischen Verhältnisse sei kurz bemerkt, daß die Blechplatten der Decken einzeln als Träger auf zwei Stützen berechnet sind. Im Aufbau (2., 3., 4. Obergeschoß) sind die Decken- bzw. Dachunterzüge an die Seitenstützen steif angeschlossen, während die Stützenfüße gelenkartig mit den Unterzügen verbunden sind, so daß hier stockwerkweise Zweigelenkrahmen mit Fußgelenken entstehen. Im ersten Obergeschoß, im Erd- und im Kellergeschoß sind die erste Wand- und die Mittelstütze gelenkartig mit den Unterzügen verbunden, während bei der zweiten Wandstütze steife Eckverbindungen vorgesehen sind. Auf dieser Seite entstehen also Halbrahmen, die zur Ableitung der Windlasten dienen

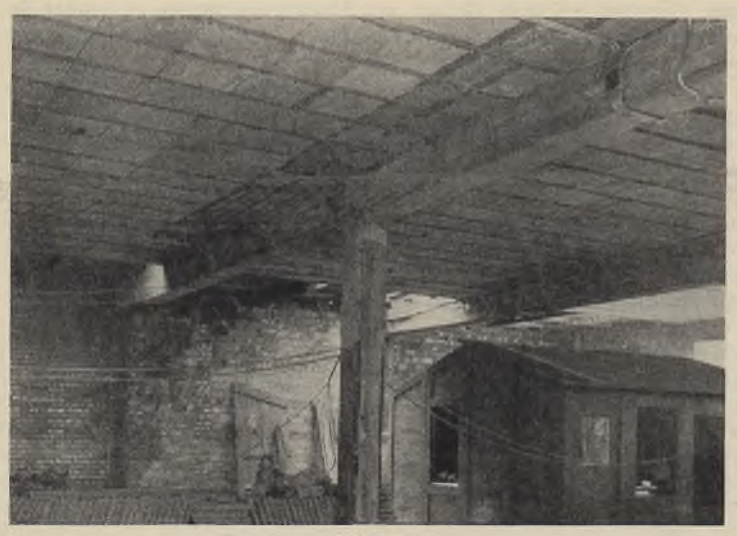


Bild 8.
Geschäftshaus Darmstadt. Innenansicht während der Verputzarbeiten.

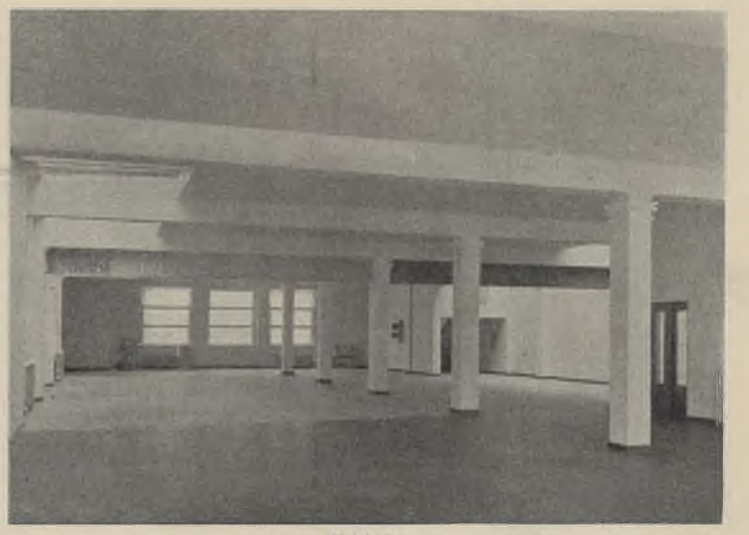


Bild 9.
Geschäftshaus Darmstadt. Innenansicht des Obergeschosses.

und die Aussteifung in der Querrichtung übernehmen. Die Unterzüge über dem 1. Obergeschoß haben die Wand- und Deckenlasten der darüberliegenden Obergeschosse aufzunehmen. Sie sind mit I P 60 mit aufgeschweißten Verstärkungsplatten ausgeführt.

Zu erwähnen bleibt noch, daß die vordere Giebelwand über den Eingängen und Schaufenstern durch einen auf 12,83 m frei tragenden Unterzug abgefangen ist, der die Decken und Wandlasten der darüberliegenden Geschosse aufnimmt. Er ist aus einem geschweißten, 1160 mm hohen, einwandigen Blechträger gebildet.

Als Deckenbelag ist auf der Blechhaut ein Feuchtigkeitsschutz aufgeklebt, darüber liegt als Wärmeschutz und zur Lastverteilung eine 30 mm starke Expansit-Schicht aus einbaufertig gelieferten Platten. Im Erdgeschoß liegt über dem Expansit eine 10 mm starke Asphaltdecke zur Aufnahme des 30 mm starken Parkettfußbodens (Bild 7). In den übrigen Geschossen tritt an die Stelle der Asphaltschicht ein Leim- und Tropla-Belag und Abdeckung mit Linoleum.

Als Schaldecke an der Unterseite wurden entsprechend geformte, einbaufertig gelieferte, 35 mm starke Bimsbetonplatten in die Rippenbördel der Stahlblechplatten ohne Zutaten trocken eingehängt und an der Unterseite mit einem Zementverputz versehen. Das Gesamtgewicht dieser Decken einschließlich vollständigem Belag und Schalung beträgt im Erdgeschoß 165 kg/m², in den übrigen Geschossen 130 kg/m². Eine Eisenbetondecke entsprechender Ausführung, also mit ebener Unterfläche, würde ganz erheblich schwerer sein.

Die Stahlstützen und überstehenden Gurte der Träger sind in sorgfältigster Weise ummantelt.

Bild 8 zeigt den Zustand während der Verputzarbeiten.

Bild 9 zeigt die freundlich helle, weiträumige Gestaltung der Obergeschosse.

Mit dem Abbruch des alten Hauses wurde Ende Dezember 1931 begonnen und im Anschluß daran die Gründungsarbeit für den Neubau durchgeführt. Am 9. März 1932 begann die Aufstellung des insgesamt einschließlich der Stahldecken rd. 230 t wiegenden Stahlbaus; sie wurde trotz mancher Hemmungen, die der damalige Zeitlauf bedingte, bis zum 16. April 1932 vollendet. Der vollständige Ausbau und die Inneneinrichtungen wurden fristgemäß bis zum 1. Juli 1932 fertiggestellt. Die Gesamtfläche der Stahlblechdecken beträgt rd. 2100 m².

Kurze Zeit darauf wurde ein weiteres, nach den gleichen Grundzügen auszuführendes Gebäude der M. A. N. Gustavsburg in Auftrag gegeben. Es ist wieder ein Umbau zu einem Geschäftshaus, und zwar ebenfalls in Darmstadt. Obgleich das Gewicht des Stahlbaus einschließlich der Stahlblechdecken nur 40 000 kg und die Fläche der Stahlblechdecke 400 m² betrug, war die Ausführung infolge der raummäßig sehr beschränkten Baustelle ungewöhnlich umständlich. Es waren vorhandene massive, mehr als $^1/_2$ m starke Mauern abzufangen bzw. auszubrechen, Pfeiler zu entfernen und durch Stützen an anderen Stellen zu ersetzen, alte Decken fortzunehmen und durch neue zum Teil in anderer Höhenlage zu ersetzen. Vorhandene, durch mehrere Stockwerke hindurchgehende Stützen mußten durch Unterzüge besonderer Bauart abgefangen und teilweise Stücke aus ihnen herausgebrannt werden u. dgl. m. Eine Unzahl von unter sich in Länge und Abmessungen verschiedenen Trägern, Unterzügen, Wechseln, Stützen und Stützrahmen waren umzubauen, vorhandene Bauteile mußten auf die infolge der neuen Bauteile sich ändernde Inanspruchnahme untersucht und zum Teil verstärkt werden.

Wenn es trotz aller Schwierigkeiten gelang, die Arbeiten einwandfrei und in der verlangten kurzen Zeit von 9 Wochen ab Auftragserteilung durchzuführen, so war hierbei die Anwendung der neuen M. A. N.-Stahlblechdecken-Bauweise von wesentlichem Einfluß.

Eine Modellagerhalle der Firma Krauß-Maffei, München, erhielt eine unverkleidete und unbelegte Stahlblechdecke. Um über die Feuereinwirkung einer solch unverkleideten Stahlblechdecke ein Urteil zu gewinnen, wurde am 7. Mai 1934 im Werk Gustavsburg ein Brandversuch vorgenommen, über den wie nachstehend berichtet wurde:

Auf dem Gelände der M. A. N. befindet sich ein kleiner Versuchsbau, Grundfläche 4,70 × 2,00 m. Er besteht aus einem 1 Stein starken Unterbau, etwa 2,5 m hoch, darüber eine Abdeckung aus geformten Stahlblechplatten, die in Trägern eingespannt sind, — die Nachbildung einer von der M. A. N. für ein Warenhaus ausgeführten Decke, die zum Zwecke der Erprobung der Schallsicherheit der Decken erstellt wurde. Die Deckenfläche war zu diesem Zweck unten mit Verputz versehen und oben mit einer Abdeckung von Pappe auf Asphalt, darüber Fasermatte und eine Celotex-Schicht mit Linoleum.

Dieser Versuchsraum wurde zu einer Brandprobe der Stahlblechdecke benutzt. Auf einer Breite von zwei Blechtafeln wurde der untere Verputz herausgeschlagen und von der Oberfläche die Schutzschicht ganz entfernt, bis auf den nicht leicht zu lösenden Klebeanstrich. In diesem Raum wurde auf Gerüsten von 1,5 m Höhe ein großer Holzstapel geschichtet und mit Petroleum durchtränkt. Der Bau hatte nur eine Türöffnung sowie auf einer Seite eine kleine Einschauöffnung.

Bei Beginn des Versuches wurde der Holzstapel in Brand gesetzt, doch zeigte sich, daß die eigentliche Feuerwirkung sich nur auf einen Teil der Tiefe des Raumes erstreckte, weil die Frischluftzuführung zu gering war. Es wurden deshalb noch auf der gegenüberliegenden Schmalseite versuchsweise Steine aus der Mauer geschlagen, um etwas Durchzug zu bekommen. Als auch das nicht genügte, wurde Sauerstoff aus der Sauerstoffflasche eingeblasen und so das Feuer auf die ganze Länge entfacht und verstärkt.

Die Brandprobe dauerte etwa $^3/_4$ Stunden. Auf $^2/_3$ der Länge einer Blechplatte waren die Bleche in Rotglut geraten und an der Anfangsstelle des Feuers waren zweifellos noch viel höhere Temperaturen vorhanden.

Die Brandprobe ergab, daß die Gurtungen der abgekanteten Bleche durch die Temperatur Längenänderungen erfuhren, die Schraubenverbindungen der Bleche zum Teil zerstört waren, die Bleche selbst aber, trotzdem auf ihnen in der Rotglut eine Belastung durch die Schicht eines Ziegelsteines lagerte, den Zusammenhalt des Ganzen nicht verloren.

Die Blechstärke betrug $4^1/_2$ mm. Die Belastung 100 kg/m².

Eine zweckmäßige Verwendung für Hallendächer größerer freier Stützweiten kam in letzter Zeit mehrfach zur Ausführung. Es handelt sich dabei um die Ausnützungsmöglichkeit einer geschlossenen Blechhaut in Tonnenform, die durch Tragrippen verstärkt wird und so der bekannten Beton-Schalenbauweise ein durchaus beachtliches und in mancher Hinsicht zweifellos überlegenes Gegenstück bietet.

Auch der Entwurf einer Luftschiffhalle sieht für die ganze Abdeckung des Bauwerks von der Sockelwand über den ganzen Querschnitt der Halle hinweg Bleche der eingangs beschriebenen Art vor. Als Abdeckung und Schutz gegen Sonnenbestrahlung wurde dabei eine Torkretierungsschicht auf der Oberfläche erwogen.

Von Interesse dürfte auch die Anordnung der Toranlage sein, die jedes Hervortreten der Torkonstruktion über den Hallenquerschnitt vermeidet. Sie entspricht dadurch vollkommen den Anforderungen auf Windführung und ordnet sich auch günstig dem Hallentragwerk ein.

INHALT: Modellversuche über die Belastung von Gitterfachwerken durch Windkräfte. — Stahlblechdecken.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Schriftleitung:
Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernsprecher: C 1 Steinplatz 0011
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernsprecher: Breslau 421 61

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

8. Jahrgang | BERLIN, 24. Mai 1935 | Heft 11

Tragfähigkeit von Stahlstützen mit Betonkern bei verschiedenen Betoneigenschaften und bei außermittigem Druck.[1])

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. **K. Memmler** †, Dr.-Ing. **G. Bierett** und Dr.-Ing. **G. Grüning.** (Mitteilung aus dem Staatlichen Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem.)

1. Umfang der durchgeführten Untersuchung.

Die früher bekanntgegebenen Ergebnisse der Versuche über das Verhalten von Stahlstützen mit Betonkern ließen erkennen, daß die Tragfähigkeit zweiteiliger ⊐⊏-Stützen durch Ausbetonierung des Kerns sehr erheblich gesteigert wird. Bei mittigem Kraftangriff lagen die Spannungen in den Profilen in den damals durchgeführten Versuchen bei der Knicklast zwischen 90 und 100% der Streckgrenze, die Würfelfestigkeit des Betons wurde mit 70 bis 80% ausgenutzt. Mehrere Fragen, die vor Übernahme der Versuchsergebnisse in die Bemessungsvorschriften für derartige Stützen zu beantworten waren, mußten damals noch offengelassen werden. Die wichtigsten Fragen, deren Bearbeitung auf Veranlassung und durch die Unterstützung des Deutschen Stahlbau-Verbandes ermöglicht wurde, werden in der folgenden Arbeit behandelt.

Als erstes wurde der Einfluß der Betonbeschaffenheit näher untersucht, um den damals gefundenen Ergebnissen für nur einen Beton von bei allen Versuchen annähernd gleichen Festigkeitseigenschaften einen allgemeinen Geltungsbereich zu geben. Das Verhalten solcher Stützen bei voller Einhüllung des Betonkerns im Gegensatz zu der nur teilweisen Umschnürung in den ⊐⊏-Stützen wurde durch einige Versuche mit ⊐⊏-Stützen und Gurtplatten verfolgt. Den größten Raum nahmen die Versuche zur Klärung des Verhaltens der Stützen bei außermittigem Druck an, da eine Berücksichtigung der mittragenden Wirkung des Betonkerns im allgemeinen vom befriedigenden Verhalten der Stützen bei außermittigem Druck abhängig zu machen sein wird. Die an nicht ausbetonierten Rahmenstäben vergleichsweise durchgeführten Knickversuche ergaben wesentliche Erkenntnisse über das Verhalten an Rahmenstäben bei außermittigem Druck.

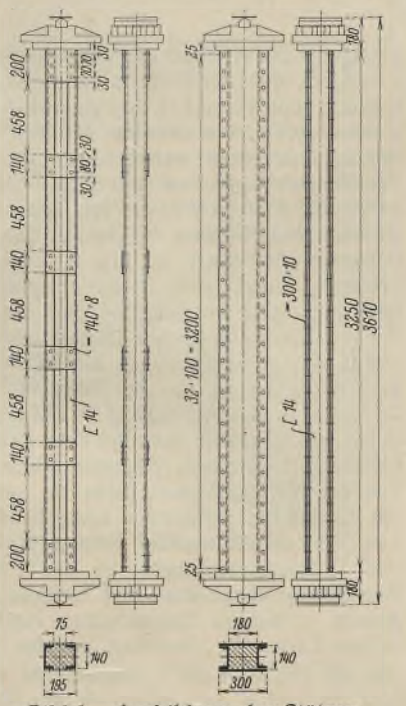


Bild 1. Ausbildung der Stützen.

Hinsichtlich der Versuchsdurchführung, Herstellung der Betonmischung und Herstellung der Versuchskörper muß im allgemeinen auf die frühere Arbeit verwiesen werden. Die jetzt verwendeten Versuchskörper sind in Bild 1 dargestellt. Verwendet wurde wie früher Schneidenlagerung mit 18 cm Höhe, gerechnet von der Schneide bis zur Druckfläche, wodurch sich die Knicklänge der Stäbe zu 3,61 m gegenüber 3,25 m Stablänge ergab.

2. Der Einfluß der Betonbeschaffenheit.

In den früheren Versuchen war ein Beton von mehr oder weniger gleicher Beschaffenheit verwandt worden, der zudem mit 300 kg Zementgehalt/m³ fetter war, als er zur Zeit hergestellt wird, da die mittragende Wirkung des Betons nicht berücksichtigt wird. Zunächst war deshalb zu klären, ob auch ein Beton von geringerem Zementgehalt mit dem 0,7fachen Betrag der Würfelfestigkeit ausgenutzt werden kann, oder ob bei geringerem Zementzusatz die Stauchfähigkeit des Betons so verringert wird, daß die Stahlprofile nicht mehr bis zur Streckgrenze ausgenutzt werden können.

Deshalb wurden Knickversuche mit ⊏⊐-Stützen aus ⊏ 14 mit 7,5 cm Flanschenabstand (Stützen V 1a der ersten Versuche) ausgeführt. Die Stützen waren mit einem Beton von 149, 204, 258 und 350 kg/m³ Zementgehalt ausbetoniert. Die Zusammensetzung der Zuschlagstoffe und der Wassergehalt war genau der gleiche wie bei den ersten Versuchen. Als Stützen mit einem Beton von 300 kg/m³ Zementgehalt sind die im ersten Bericht beschriebenen zwei Stützen V 1a in diese Reihe aufgenommen worden. Die Schneiden der Lagerkörper waren bei allen Versuchen parallel zu den Stegen der Profile angeordnet. Die Ergebnisse dieser Versuche sind in der Zahlentafel 1 auf umstehender Seite und in den Bildern 2 bis 5 dargestellt.

Die Zahlentafel 1 ist genau so aufgebaut wie die Zahlentafel 5 des ersten Berichtes. Zum Verständnis ist zu wiederholen, daß die angegebene Kraftverteilung auf Profile und Kern einmal aus den in einem Querschnitt gemessenen Stahlstauchungen berechnet worden ist. Die angegebenen Werte entsprechen den Kraftverhältnissen im Meßquerschnitt. Nach der in dieser Richtung früher eingehend durchgeführten Untersuchung können in den einzelnen Querschnitten hinsichtlich der Kraftverteilung merkliche Unterschiede bestehen. Den mittleren Kraftverhältnissen besser entspricht die mittels der aus Prismenversuchen bestimmten Zahl n errechnete Kraftverteilung. Hierbei wurde unabhängig von den Werten des Knick-

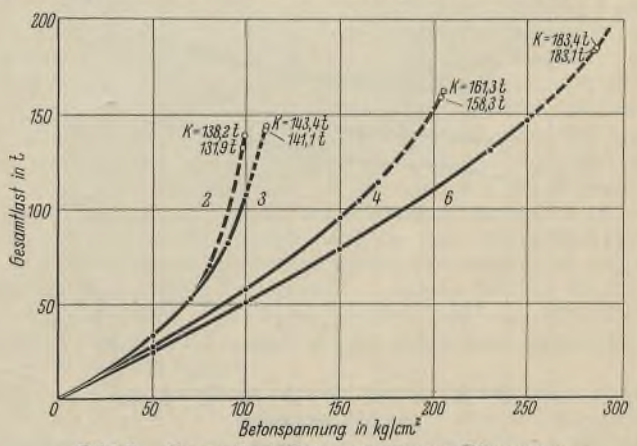
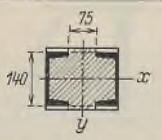


Bild 2. Gesamtlast-Betonspannungs-Diagramm.

versuchs der Elastizitätsmodul des Betons aus den Werten der Prismenversuche für verschiedene Spannungsgrenzen zwischen 0 und einer bestimmten Spannung σ als Sehnenwert der Spannungs-Formänderungs-Kurve ermittelt. Der E-Modul des Stahls war nach den Zugversuchen konstant gleich 2 080 000 kg/cm². Für eine bestimmte Spannung σ_b ergibt sich der Wert $n = \frac{E_e}{E_b}$. Es ist dann:

$$P_b = \sigma_b F_b; \qquad P_e = \sigma_b n F_e,$$
$$P = P_e + P_b = \sigma_b (F_b + n F_e).$$

[1]) Fortsetzung der früher bekanntgegebenen Versuche. Stahlbau 1934, S. 49 bis 53 u. S. 61 bis 64.



Zahlentafel 1.
Hauptergebnisse der Stützen mit verschiedenem Beton.

Versuch Nr.	Schneiden ∥ zur Achse	Zementgehalt kg/m³	Zementlieferung Nr.	Knicklast K t	Querschnitt F_e cm²	Querschnitt F_b cm²	Materialeigenschaften: Fließgrenze der Profile obere σ_{S_o} kg/cm²	Fließgrenze der Profile untere σ_{S_u} kg/cm²	Würfelfestigkeit des Betons W_{b28} kg/cm²	Würfelfestigkeit des Betons W_{b42} kg/cm²
1a	y	ohne Beton		116,1	38,2	0	3090	2970	—	—
1b	x			107,0	37,8	0	2880	2790	—	—
2a	y	149	3	131,9	37,6	247	2930	2760	95	105
2b	y			138,2	38,4	247	3380	2940		
3a	y	204	2	141,1	39,1	247	2720	2630	100	150
3b	y			143,4	38,4	247	3180	2870		
4a	y	258	3	161,3	38,1	247	3150	2780	213	225
4b	y			158,3	38,0	247	2720	2630		
5a	y	300	1	156,2	38,1	247	2910	2840	254	270
5b	y			150,0	38,0	247	2910	2840		
6a	y	350	3	183,1	38,6	247	3260	2830	324	380
6b	y			183,4	39,2	247	3200	2840		

Last- und Spannungsverteilung bei der Knicklast im Meßquerschnitt (aus den im Knickversuch gemessenen Formänderungen des Stahls ermittelt) — Nach der bei 0,9 K ermittelten Kraftverteilung:

Nr.	P_e t	P_b t	σ_e kg/cm²	σ_b kg/cm²	P_e t	P_b t	σ_e kg/cm²	σ_b kg/cm²
1a	116,1	—	3030	—	116,1	—	3030	—
1b	107,0	—	2830	—	107,0	—	2830	—
2a	105,5	26,4	2810	107	109,1	22,8	2900	92
2b	112,6	25,6	2930	104	116,4	21,8	3030	88
3a	100,1	41,0	2560	166	105,0	36,1	2690	146
3b	97,0	46,4	2530	188	100,0	43,4	2610	176
4a	116,2	45,1	3050	183	123,8	37,5	3250	152
4b	118,0	40,3	3110	163	124,4	33,9	3280	137
5a	101,5	54,7	2660	221	107,7	48,5	2830	197
5b	105,0	45,0	2760	182	111,0	39,0	2920	158
6a	113,6	69,5	2940	281	115,7	67,4	3000	273
6b	118,0	65,4	3010	264	123,8	59,6	3160	241

Mittlere Last- und Spannungsverteilung bei der Knicklast (aus dem an Prismen bestimmten Elastizitätsmodul des Betons und dem dadurch gegebenen $n = \frac{E_e}{E_b}$ ermittelt):

Nr.	P_e t	P_b t	σ_e kg/cm²	σ_b kg/cm²	$\frac{P_e}{K}$ %	$\frac{P_b}{K}$ %	$\frac{\sigma_e}{\sigma_b}$	$\frac{\sigma_e}{\sigma_{S_o}}$ %	$\frac{\sigma_b}{W_{b42}}$ %	Betonstauchung im Meßquerschnitt bei der Knicklast [1]) an der Vorderseite/Hinterseite %	Brucherscheinungen	$\frac{K}{F_e \sigma_{S_o} + F_b \cdot 0{,}7\, W_b}$
1a	116,1	—	3030	—	100	—	—	100	—	—	Knicken ⊥ zur Schneide	0,98
1b	107,0	—	2830	—	100	—	—	98	—	—	Stauchung am Fuß	0,98
2a	107,9	24,0	2870	97	82	18	29,6	98	92	0,260 0,220	Knicken ⊥ zur Schneide	1,03
2b	114,0	24,2	2970	98	83	17	30,3	88	93	(0,128) (0,178)	Stauchung am Fuß	0,94
3a	114,2	26,9	2920	109	81	19	26,8	107	73	0,156 0,176	Stauchung am Fuß	1,07
3b	116,2	27,2	3020	110	81	19	27,5	95	74	0,204 0,121	Stauchung am Fuß	0,97
4a	110,8	50,5	2910	204	69	31	14,2	93	91	0,164 0,164	Stauchung am Fuß	1,01
4b	108,3	50,0	2850	202	69	31	14,1	104	90	(0,141) (0,150)	Bruch im Meßquerschnitt	1,11
5a	108,2	48,0	2840	194	69	31	14,6	98	72	0,183 0,118	Stauchung am Kopf	0,99
5b	102,5	47,5	2700	192	68	32	14,1	93	71	0,182 0,136	Stauchung am Fuß	0,96
6a	112,6	70,5	2920	285	62	38	10,2	90	75	0,193 0,225	Stauchung am Fuß	0,96
6b	112,7	70,7	2880	286	62	38	10,0	90	76	0,183 0,155	Stauchung am Kopf	0,96

[1]) Die ( ) geklammerten Werte wurden etwas unterhalb der Höchstlast bestimmt. Sichtbare Risse traten während der Messung innerhalb der Meßlänge nicht auf.

Für verschiedene angenommene Betonspannungen wurden die Werte P_b und P_e errechnet und die Werte $P = P_e + P_b$ in Abhängigkeit von σ_b aufgetragen (Bild 2). Die Extrapolation dieser Kurven auf die Knicklast der Stützen ergibt eine zu dieser gehörige Betonspannung σ_b und damit auch die Kraftverteilung und Beanspruchungen beim Knicken.

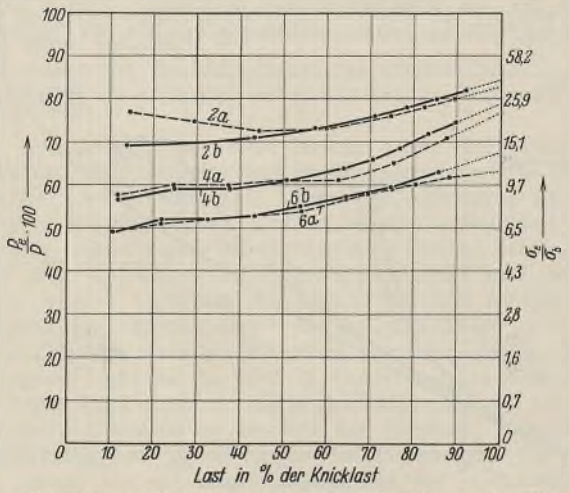


Bild 3. Prozentuale Beteiligung der ⊏⊐-Profile an der Belastung.

In Bild 3 u. 4 sind die aus den Stahlstauchungen beim Knickversuch errechneten Kraftanteile für Stahl und Beton (Betonkraft $P_b = P - P_e$) in Abhängigkeit von der Gesamtlast dargestellt. Bis zu einer Last von etwa 0,9 K wurde der Betonanteil an der Gesamtlast auch aus der im Knickversuch im gleichen Meßquerschnitt wie die Stahlstauchungen gemessenen Betonstauchung mit dem aus Prismenversuchen gefundenen E-Modul ermittelt. Er stimmte mit dem aus den Stahlstauchungen ermittelten Betonanteil P_b der Bilder 3 u. 4 recht gut überein.

In Bild 5 sind die Knicklasten der Stützen einmal in Abhängigkeit vom Zementgehalt, dann in Abhängigkeit von der Würfelfestigkeit aufgetragen. Die Klarheit der Versuchsergebnisse wird leider dadurch etwas verringert, daß der Zement zu diesen sich über einen großen Zeitraum erstreckenden Versuchen drei verschiedenen Zementlieferungen entnommen werden mußte, die zwar die gleichen Eigenschaften haben sollten. Tatsächlich brachten die verschiedenen Zementlieferungen gewisse Streuungen der Versuchsergebnisse mit sich. Schon bei den früheren Versuchen gaben die Stützen V4, die mit der zweiten Zementlieferung hergestellt waren, relativ höhere Knicklasten als die Stützen der ersten Zementlieferung (Zahlentafel 5, Bild 9, erster Bericht). Der mit der dritten Lieferung hergestellte Beton entsprach etwa dem Beton der zweiten Lieferung. Gut vergleichbar sind deshalb nur die Knicklasten der mit der zweiten und dritten Zementlieferung hergestellten Stützen 2, 3, 4 und 6, die in Bild 5 durch eine Kurve verbunden sind, die nach 0 hin nach der Knicklast für die Stütze ohne Kern verläuft. Daß die Stützen 5a und b in der Auftragung in Abhängigkeit vom Zementgehalt aus der Reihe fallen, könnte man mit einer geringeren Zementfestigkeit der ersten Lieferung begründen, dagegen scheint die Auftragung in Abhängigkeit von der Würfelfestigkeit dafür zu sprechen, daß auch andere Umstände die Knicklasten der Stützen maßgebend beeinflußt haben. Vielleicht kann man die verhältnismäßig geringe Knicklast der Stützen 5 mit der aus den Dehnungsmessungen an den Profilen hervorgehenden geringeren Beteiligung der Profile und entsprechend größerer Beanspruchung des Betons in einigen Querschnitten erklären, wobei auf die Unterschiede in den Lasten P_e, ermittelt aus den Stahlstauchungen, für die Stütze 5 und die Stützen 4 und 6 hingewiesen wird. Im übrigen ergeben die linke und die rechte Auftragung für die Abhängigkeit der Stützenknicklasten vom Zementgehalt und von der Würfelfestigkeit leicht gekrümmte Kurven, die aber entgegengesetzt gekrümmt sind, da die Würfelfestigkeit mit steigendem Zementgehalt mehr als proportional wächst. Setzt man für das untersuchte Profil die Knicklast der betonlosen Stütze gleich 1, so ergab sich bei einem Zementgehalt von 150 bzw. 250 bzw. 350 kg/m³ eine Knicklast von 1,2 bzw. 1,42 bzw. 1,65. Sobald eine Berücksichtigung der Betontragfähigkeit bei der Berechnung stattfinden kann, wird deshalb der fettere Beton auch der wirtschaftlichere sein.

In der letzten Spalte der Zahlentafel 1 wurde das Verhältnis der Knicklast K zu der Rechnungslast $F_e \cdot \sigma_{S_0} + F_b \cdot 0{,}7\, W_b$ aufgetragen, das im früheren Bericht für die ersten Versuche in Bild 10 dargestellt war.

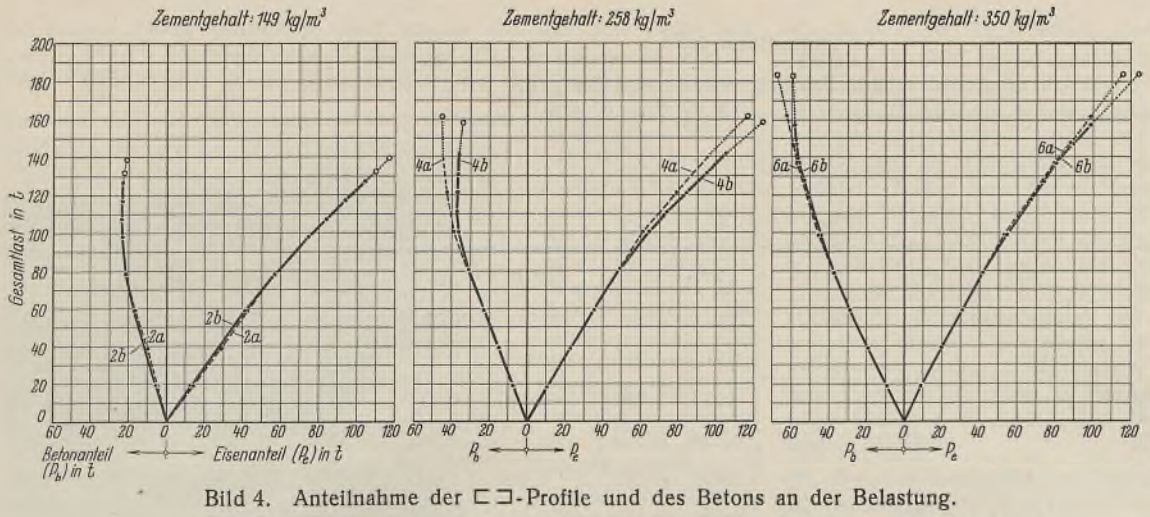


Bild 4. Anteilnahme der ⊏⊐-Profile und des Betons an der Belastung.

Es schwankt hier zwischen 0,93 und 1,05, woraus zu folgern ist, daß mit einer ähnlich aufgebauten Gleichung eine annehmbare Rechenvorschrift für die statischen Berechnungen gegeben werden kann.

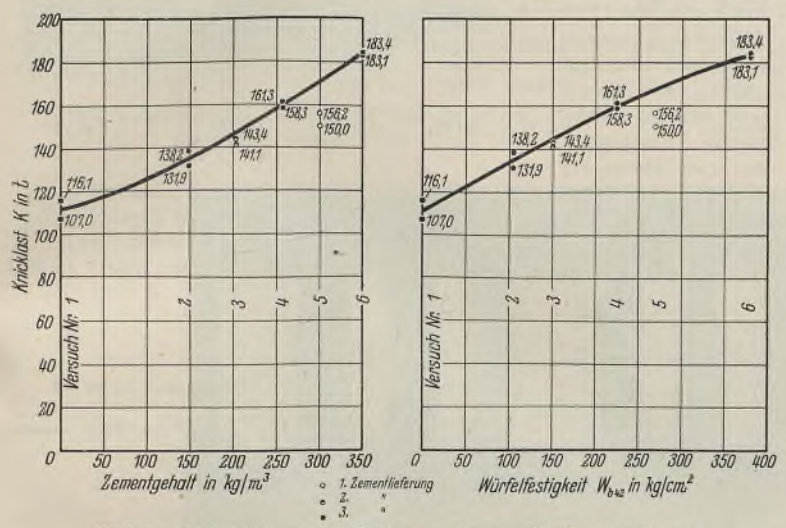


Bild 5. Knicklasten der Stützen mit verschiedenem Beton.

Die bei diesen Stützen ermittelten maximalen Betonstauchungen liegen zwischen 0,121 und 0,260 %, sind also untereinander wieder sehr verschieden und betragen im Mittel 0,178 %. Ein systematischer Einfluß

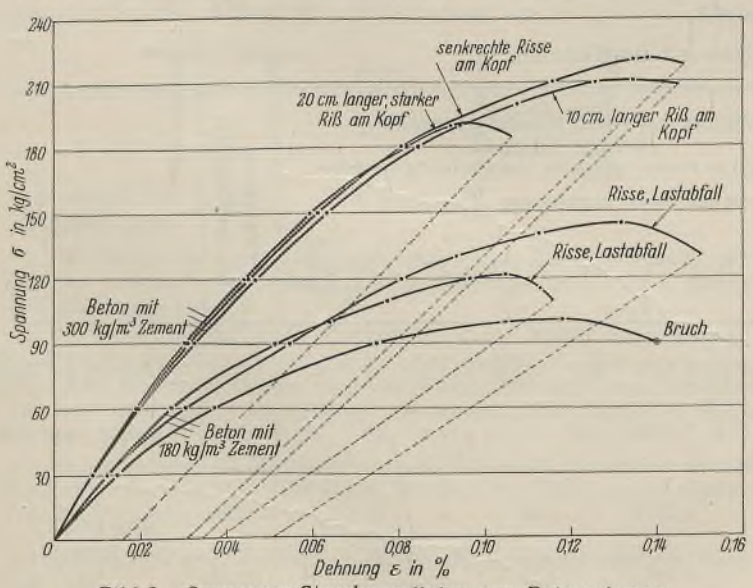


Bild 6. Spannungs-Stauchungslinien von Betonprismen.

des Zementgehaltes auf die Maximalstauchung läßt sich nicht feststellen. Bei den früheren Versuchen betrug die maximale Betonstauchung im Mittel nur 0,133 %. Man könnte die Erhöhung der Tragfähigkeit der mit der zweiten und dritten Zementlieferung betonierten Stützen vielleicht auf den mit diesen Zementsorten hergestellten stauchfähigeren Beton zurückführen, obwohl ein einwandfreier Beweis hierfür nicht vorliegt.

Da es ohne Frage für die Ausnutzung der Tragfähigkeit der Profile in einer derartigen Verbundbauweise von größter Wichtigkeit ist, welche Stauchungen der Beton ohne stärkere Rißbildung ertragen kann, wurde eine Reihe von Sonderuntersuchungen durchgeführt, in denen der Nachweis geführt werden sollte, daß ein Betonkern zwischen Profilen eine Stauchung von mindestens 0,2 % (Fließgrenze des Stahls) ohne stärkere Rißbildung erträgt, auch wenn der Beton selbst in Druckversuchen ohne diese Umschnürung wesentlich geringere Stauchfähigkeit hat.

In den Knickversuchen konnte die Bruchstauchung des Betons deshalb nicht genau nachgewiesen werden, weil der Bruch in den seltensten Fällen gerade an den Stellen eintrat, an denen die Stauchung gemessen wurde. Deshalb wurden von den bereits geprüften Stahlstützen kleine Stützen von einer Rahmenfeldlänge abgeschnitten und ausbetoniert, bei denen der Bruch in dem einzigen vorhandenen Feld, in dem auch die Formänderungen gemessen wurden, eintreten mußte. Hierfür wurden drei verschiedene Profilanordnungen mit drei Betonsorten (180, 240 und 300 kg Zement der zweiten Lieferung je m³) ausbetoniert und nach 6 Wochen durch Knickversuche unter Anwendung der Schneidenlagerung geprüft. Gleichzeitig damit wurden von jeder Betonsorte drei Prismen 20 × 20 × 100 cm hergestellt und im gleichen Alter untersucht.

In Bild 6 sind die Spannungsstauchungslinien der Prismen mit 180 und mit 300 kg/m³ Zementgehalt aufgetragen. Die Betonsorten mit verschiedenem Zementgehalt zeigten bei den Prismenversuchen keine wesentlich verschiedene Bruchstauchung. Die maximalen Stauchwerte schwanken zwischen 0,106 und 0,178 % und betragen im Mittel 0,136 %. Bei einem Prisma traten schon bei $\sigma = 194$ kg/cm² Risse auf, während erst bei 222 kg/cm² die Last in der Maschine stark abfiel. Bei allen Prismen ging die Rißbildung vom Kopf aus. Es ist also erklärlich, daß bei einer Umschnürung der Köpfe durch Profile mit Bindeblechen die Betonzerstörung verzögert werden muß.

Die Ergebnisse der Stauchversuche mit den kurzen ausbetonierten Stahlstützen sind in Zahlentafel 2 auf umstehender Seite zusammengestellt. Gemessen wurden die Betonstauchungen an den beiden freien Betonflächen auf 25 cm Meßlänge (s. Zahlentafel 2). Außerdem wurde die Spreizung (Abstandsänderung) der ⊐⊏-Profile bestimmt. Belastet wurde, bis ein deutlicher Lastabfall in der Maschine bemerkbar wurde. Bei geschlossener Druckwasserleitung sank dabei die Last unter Anstieg der Stauchungswerte weiter ab. Die zurückbleibende Stauchung wurde bei 20 t bestimmt und daraus die zurückgehende Stauchung berechnet.

Ein systematischer Unterschied in den Betonstauchungen infolge des verschiedenen Zementgehaltes konnte auch hier nicht festgestellt werden. Die Betonstauchung betrug im Mittel für alle Stützen bei 100 t 0,122 %, bei der jeweiligen Höchstlast 0,251 % und stieg während des Lastabfalls bis auf 0,359 %, ohne daß größere Risse sichtbar wurden. Der Lastabfall (Bruch) scheint durch das Ausknicken der ⊏-Profile eingeleitet worden zu sein. 5 t unter der Höchstlast war die Spreizung der ⊏-Profile noch sehr gering, nahm dann aber bei der Höchstlast beträchtlich zu.

Um den Beweis zu erbringen, daß der sehr stark gestauchte Beton zwar in seiner Tragkraft geschwächt, diese aber noch nicht aufgehoben ist, wurden nach diesen Versuchen bei einigen Stützen die ⊏-Profile durch Autogenschnitte vom Beton getrennt und die übrigbleibenden Betonprismen belastet. Es ergaben sich dabei noch Bruchspannungen zwischen 90 und 160 kg/cm².

Als wichtigstes Ergebnis ist aus diesen Versuchen zu entnehmen, daß die Stauchungsfähigkeit des Betons zwischen den Stahlprofilen eine ganz wesentlich größere ist als für den Beton allein, und daß diese größere Stauchungsfähigkeit infolge der Umschnürung eine Ausnutzung der Fließgrenze (0,2 %-Grenze) des Stahls ermöglicht. Die früher und im weiteren festgestellten günstigen Ergebnisse für diese Verbundkörper können zum großen Teil auf diese Erhöhung der Stauchungsfähigkeit zurückgeführt werden.

3. Das Verhalten der Stützen bei voller Umhüllung des Betonkerns (⊐⊏-Stützen mit Gurtplatten).

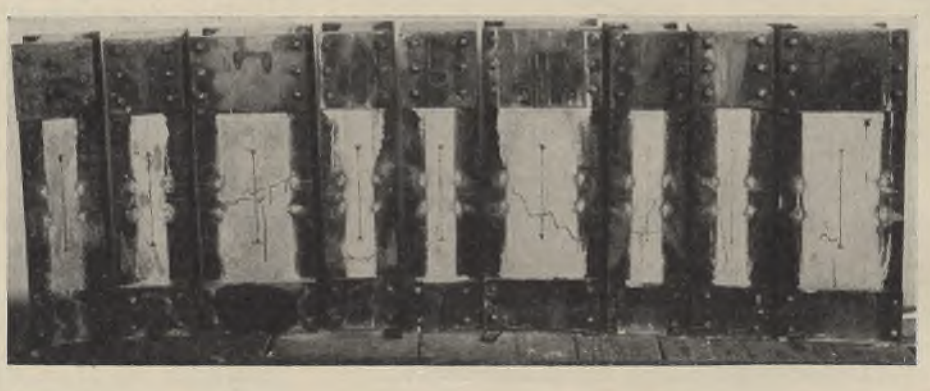
Weiterhin entstand die Frage, ob durch eine weitere Umschnürung des Betons derart, daß der Beton gänzlich mit einem Stahlmantel umgeben ist, eine noch höhere Ausnutzbarkeit des Betons erreicht wird.

Zahlentafel 2.

Ergebnisse der Prüfung von kurzen Stützen.

Zementgehalt in kg/m³		180			240			300				
Versuch Nr.		1	2	3	4	5	6	7	8	9		
Betonquerschnitt in cm²		105	233	252	105	233	252	105	233	252		
Bruchlast in t		123,5	130,0	144,5	130,0	153,2	160,0	130,0	160,0	155,0	Mittelwerte aus 9 Stützen	—
$\sigma_{e\,max}$ [1]) in kg/cm²		2930	2620	2840	2910	2770	2810	2870	2920	2690		2820
$\sigma_{b\,max}$ [1]) in kg/cm²		133	119	129	201	191	194	205	209	192		—
Spreizen der ⊏-Profile in mm	5 t unter der Höchstlast	— 0,041	0,070	— 0,078	0,053	0,024	— 0,155	0,030	— 0,076	— 0,019		—
	bei der Höchstlast	—	0,145	0,555	0,128	0,273	—	0,330	— 0,076	0,426		—
	δ_{max}	0,227	0,350	1,200	0,466	0,377	1,400	1,490	0,911	0,623		—
Betonstauchung ε in %	bei $P = 100$ t	0,113	0,120	0,122	0,116	0,113	0,175	0,122	0,097	0,125		0,122
	5 t unter der Höchstlast	0,139	0,176	0,218	0,154	0,230	0,320	0,172	0,210	0,222		0,205
	bei der Höchstlast	0,164	0,212	0,294	0,198	0,334	0,380	0,200	0,228	0,252		0,251
	ε_{max}	0,218	0,329	0,356	0,230	0,404	0,554	0,332	0,442	0,368		0,359
	$\varepsilon_{zurückgehend}$	0,115	0,160	0,156	0,128	0,184	0,186	0,169	0,136	0,160		0,155
Zugehörige Betonprismen	σ_{max} in kg/cm²	146	122	101	182	170	224	222	211	191		—
	ε_{max} in %	0,151	0,116	0,140	0,178	0,106	0,132	0,146	0,146	0,106		0,136

[1]) Errechnet aus $n = E_e/E_b$.



Aussehen der Stützen nach dem Versuch. (Risse mit Tusche nachgezeichnet.)

Zahlentafel 3.

Hauptergebnisse der Stützen mit Gurtlamellen.

Stützenausbildung	Versuch Nr.	Knicklast K t	Querschnitt F_e cm²	F_b cm²	Materialeigenschaften: Obere Fließgrenze σ_{S_o} der ⊏-Profile kg/cm²	Platten kg/cm²	Betonfestigkeit W_{b42}	Mittlere Last- und Spannungsverteilung bei der Knicklast (aus dem an Prismen bestimmten Elastizitätsmodul des Betons und dem dadurch gegebenen $n = \frac{E_e}{E_b}$ ermittelt): P_e t	P_b t	σ_e kg/cm²	σ_b kg/cm²	$\frac{P_e}{K}$ %	$\frac{P_b}{K}$ %	$\frac{\sigma_e}{\sigma_b}$	$\frac{\sigma_e}{\sigma_{S_o}}$ %	$\frac{\sigma_b}{W_{b42}}$ %	Stauchung bei der Knicklast %	Bruchercheinungen
ohne Platten	1	166,6	38,0	281	2850	—	298	110,4	56,2	2900	200	66	34	14,5	102	67	0,141	Stauchung am Kopf
	2	163,2	38,2	281	2910	—	281	107,6	55,6	2820	198	66	34	14,2	97	70	0,127	Stauchung am Fuß
180 / t-300·10	3	272,0	102	—	2880	2980	—	272,0	—	2670	—	100	—	—	91	—	0,136	Knicken ⊥ zur Schneide
	4	271,0	102	—	2980	2980	—	271,0	—	2660	—	100	—	—	89	—	0,129	
t-300·10	5	340,6	102	252	2980	2980	295	287,2	53,4	2820	212	84	16	13,3	95	72	0,147	Stauchung am Ende (s. Bild 7)
	6	319,9	102	252	2980	2980	295	267,5	52,4	2620	208	84	16	12,6	88	71	0,132	

Zu diesem Zweck wurden je zwei Stützen mit und ohne Beton aus zwei ⊏ 14 mit durchlaufenden Gurtplatten 300 · 10 untersucht (Bild 1). Zum Vergleich sind in der Zusammenstellung der Ergebnisse (Zahlentafel 3) auch die entsprechenden Stützen mit Beton, aber ohne Gurtplatten noch einmal mit aufgeführt, die im ersten Bericht unter der Versuchsnummer II 4/1 und II 4/2 bereits beschrieben sind. Die Stützen wurden alle zentrisch bei Anordnung der Schneiden parallel zu den Stegen geprüft.

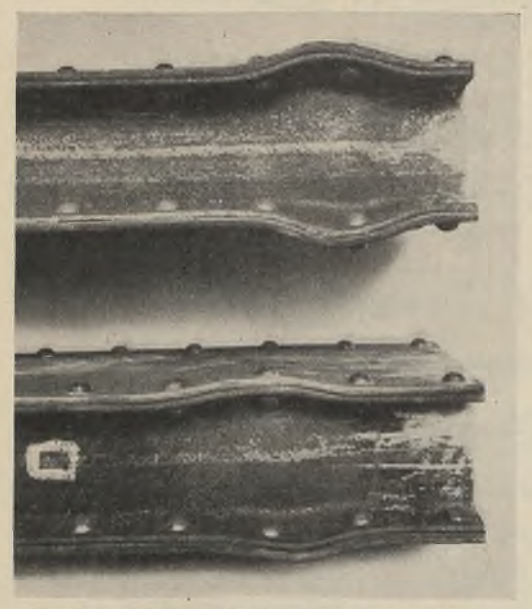


Bild 7. Stützen mit Gurtplatten und Beton nach dem Versuch.

Die unbetonierten Stützen mit Gurtplatten erreichten bei einem Stahlquerschnitt von 102 cm² eine Knicklast von 272 t und eine Knickspannung von 2670 kg/cm². Die Fließgrenze der Profile wurde mit nur 90 % ausgenutzt, obwohl die gemessenen Ausbiegungen auf gute zentrische Kraftverhältnisse schließen ließen. Der Bruch erfolgte durch Ausknicken senkrecht zur Schneide über die ganze Länge.

Die ausbetonierten Stützen erreichten im Mittel eine Knicklast von 330 t. Aus dem durch den Prismenversuch abgeleiteten Verhältnis $E_e : E_b = \sigma_e : \sigma_b$ beim Bruch errechnet sich die mittlere Stahlknickspannung zu 2720 kg/cm² oder 92 % der oberen Fließgrenze, die mittlere Betonbruchspannung zu 210 kg/cm² oder 72 % der Würfelfestigkeit. Die in einem Querschnitt gemessenen Stahlspannungen zeigten dagegen, daß wenigstens im Meßquerschnitt der Stütze des Versuches Nr. 5 die Fließgrenze bei der Knicklast voll ausgenutzt wurde. Der Lastanteil der Stahlteile betrug nach diesen Messungen ansteigend von kleinen Lasten bis zur Knicklast im Versuch Nr. 5 77 bis 92 %, im Versuch Nr. 6 76 bis 87 %. Die mittlere Knickspannung im Meßquerschnitt betrug im Versuch Nr. 5 3050 kg/cm², war also sogar etwas größer als die Fließgrenze, im Versuch Nr. 6 2700 kg/cm². Aus dem Ergebnis des Versuches Nr. 5 erkennt man, daß die in der Zahlentafel angegebene geringere mittlere Ausnutzung der Fließgrenze auf wechselnde Kraftverhältnisse in den verschiedenen Höhenlagen zurückzuführen ist, die ihre Ursachen vor allem in Fehlern der auf eine große Länge in eine enge Wandung eingestampften Betonsäulen (Schwindrisse, Fehlstellen) finden dürften.

Bei den ausbetonierten Stützen ohne Gurtplatten hatte sich eine Stahlspannung von 2860 kg/cm² oder 99 % der oberen Fließgrenze und eine Betonspannung von 199 kg/cm² oder 69 % der Würfelfestigkeit erreichen lassen. Die um 7 % geringere Ausnutzung der Stahlfließgrenze bei den Stützen mit Gurtplatte wird ein zufälliges Ergebnis sein, das auf die eben erörterten Gründe zurückzuführen ist, dagegen läßt sich ohne weiteres sagen, daß eine Erhöhung der Betonbruchspannung durch die Gurtplatten nicht eingetreten ist, so daß der Querschnitt mit Gurtplatten statisch gegenüber den den Beton nur an zwei Seiten umschließenden Querschnitten keine Vorteile zu bieten scheint.

Hinzuweisen ist auf die Bruchform der Stützen mit Gurtplatten und Beton. Es trat ein örtliches Ausknicken der Profilflanschen ein (Bild 7), so daß man vermuten kann, daß ein Betonkern zwischen ⊏-Profilen mit nach innen gestellten Flanschen und Gurtplatten oder in einem zylindrischen Stahlmantel sich doch vielleicht noch günstiger verhalten wird.

(Schluß folgt.)

Die Knicksicherheit der Randaussteifungen von ⊓- und I-Stäben.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr. phil. **W. Ihlenburg** in Karlsruhe.

Übersicht: Für die Knicksicherheit der Randaussteifungen von ⊓- und I-Stäben werden unter Annahme geradlinig bleibender Stehblechschnitte für den praktischen Gebrauch bestimmte Formeln durch Vergleich der potentiellen Energie des verformten Stabes mit der Energieänderung der angreifenden Druckspannungen abgeleitet. Die Ergebnisse werden durch zwei Zahlenbeispiele erläutert.

Es genügt nicht, die Knicksicherheit von ⊓- und I-Stäben (Bild 1 u. 2) als Ganzes zu untersuchen. Auch die freien Blechränder, welche meist durch Winkel gesäumt und durch Querschotten und Bindebleche ausgesteift werden, müssen für sich knicksicher sein.

Bild 1.

Bild 2.

Sie dürfen nicht vorzeitig ausbiegen, bevor der Gesamtstab seine Knicklast erreicht. Die nachfolgenden Ausführungen sollen einen Beitrag zu dieser Frage liefern.

Die Knicksicherheit freier Blechränder wurde bereits durch Rode[1]), Fr. Bleich[2]), Rendulic[3]) und Hartmann[4]) behandelt. Von einem übergeordneten Gesichtspunkt aus wird das Problem der randversteiften Platte mit den wichtigsten Sonderfällen zusammenfassend behandelt durch E. Chwalla[5]).

Im folgenden wird die Knicksicherheit der versteiften Ränder der im Brückenbau für Gurtstäbe (Bild 1) und Druckstreben (Bild 2) gebräuchlichen Querschnitte untersucht.

[1]) Hans H. Rode, Beitrag zur Theorie der Knickerscheinungen, Eisenbau 1916.

[2]) Fr. Bleich, Theorie und Berechnung eiserner Brücken. Berlin, 1924.

[3]) L. Rendulic, Sitzungsberichte der Wiener Akademie der Wissenschaften 1933.

[4]) Hartmann, Die Berechnung von ⊤-Gurten auf Ausbeulung, Stahlbau 1934, S. 105 ff.

[5]) E. Chwalla, Das allgemeine Stabilitätsproblem der gedrückten, durch Randwinkel verstärkten Platte, Ingenieur-Archiv, V. Bd., Heft 1, 1934.

Wir gebrauchen die von Timoschenko für die Berechnung der Stabilität versteifter Platten verwendete Methode[6]). Wie dort gezeigt ist, wird die kritische Druckspannung erreicht, wenn die potentielle Energie der Biegung der ausbiegenden Platten und Ränder des Druckstabes gleich ist der Verringerung der potentiellen Energie der angreifenden Druckspannung, die gleichmäßig über den Querschnitt verteilt ist.

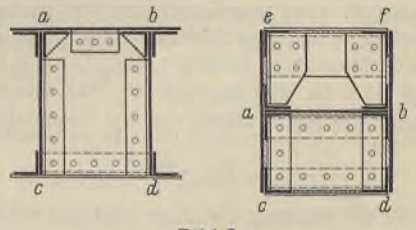


Bild 3.

Die Drehpunkte a und b der Seitenbleche (Bild 3) können wir gegenüber den Rändern als fest ansehen, da sie nur ausbiegen, wenn der Gesamtstab ausknickt. Die Ränder c und d, e und f können deshalb dort als festgehalten angesehen werden, wo sich ein Querschott befindet (Bild 3).

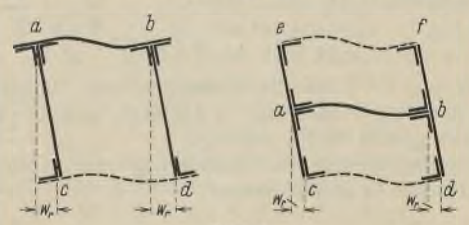


Bild 4.

Werden die Ränder c und d, e und f nur durch Bindebleche miteinander verbunden, so können sie nach derselben Seite um das gleiche Maß w_r ausbiegen (Bild 4). Zwischen den Querschotten und Bindeblechen ist außer nach Bild 4 auch ein Ausbiegen nach Bild 5 oder Bild 6 mög-

[6]) S. Timoschenko, Über die Stabilität versteifter Platten, Eisenbau 1921, S. 127 ff.

lich. Ausbeulungen des Mittelbleches zwischen a und b oder der Seitenbleche zwischen a und c bezüglich b und d, die auch ohne Ausbiegen der Ränder auftreten können, ziehen wir hier nicht in Betracht. Sie sind nach den von Rode, Bleich und Timoschenko angegebenen Regeln für sich zu untersuchen.

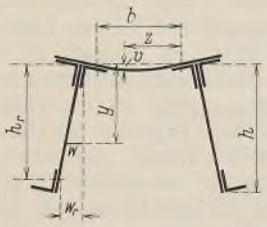


Bild 5.

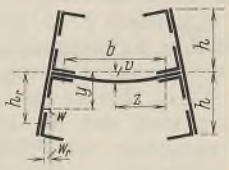


Bild 6.

Wir nehmen an, daß die Bindebleche, soweit sie vorhanden sind, gelenkig an die Randwinkel angeschlossen sind. Damit bleibt die Rechnung auf der sicheren Seite.

Wir nehmen zur Vereinfachung der Rechnung ferner an, daß die Schnittlinie der Seitenbleche zwischen a und c und zwischen b und d gerade bleibt, wie in Bild 4 bis 6 dargestellt ist.

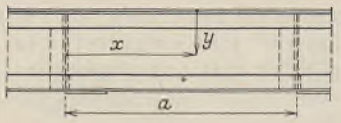


Bild 7.

Mit den aus Bild 5 und 7 zu ersehenden Bezeichnungen kann dann die Ausbiegung w der Seitenbleche zwischen den Schotten dargestellt werden durch den Ansatz:

$$w = y \Sigma A_k \cdot \sin \frac{k \pi x}{a}, \tag{1}$$

der die Bedingung $w = 0$ für $y = 0$ erfüllt. Ferner wird auch $w = 0$ für $x = 0$ und $x = a$.

Die Differentialgleichung für die Ausbiegung einer durch eine über ihren Querschnitt gleichmäßig verteilte Längsspannung σ gedrückten Platte von der Dicke δ, welche lautet:

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} + \frac{\sigma \delta}{D} \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = 0; \quad D = \frac{E \delta^3}{12\left(1 - \frac{1}{m^2}\right)}$$

wird durch (1) zwar im allgemeinen nicht erfüllt, so daß wir eine exakte Lösung nicht erhalten.

Da der Ansatz (1) aber augenscheinlich im vorliegenden Fall die Form der Biegungsfläche im wesentlichen richtig wiedergibt, erhalten wir doch eine praktisch brauchbare Lösung[7]).

Aus (1) folgt für die Biegungslinie w_r des Randes, wenn h_r der Schwerpunktabstand des Randwinkels von der Kopfplatte ist:

$$w_r = h_r \Sigma A_k \cdot \sin \frac{k \pi x}{a}. \tag{2}$$

Setzen wir die Verbindung zwischen Mittelblech und Seitenblechen als so steif voraus, daß sich die Tangenten ihrer Biegungslinien bei a und c um den gleichen Winkel drehen, so ist für die Ausbiegung v der Mittelplatte (Bild 5)

$$\left(\frac{\partial v}{\partial z}\right)_{z=0} = \left(\frac{\partial w}{\partial y}\right)_{y=0}.$$

Diese Bedingung erfüllt der Ansatz:

$$v = \frac{b}{n \pi} \cdot \sin \frac{n \pi z}{b} \Sigma A_k \cdot \sin \frac{k \pi x}{a}. \tag{3}$$

Hierin ist $n = 1$, wenn die Schnittlinie der Mittelplatte in einer Halbwelle gemäß Bild 5 oder Bild 6 ausbiegt, und $n = 2$, wenn sie in zwei Halbwellen gemäß Bild 4 ausbiegt.

Die potentielle Energie der Ausbiegung einer rechteckigen Platte mit den Seitenlängen a und h beträgt:

$$V = \frac{D}{2} \int_0^a \int_0^h \left\{ \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right)^2 - \frac{2(m-1)}{m} \left[\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} - \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \right)^2 \right] \right\} dx\, dy,$$

worin $m = \frac{1}{0{,}3}$ die Querdehnungszahl und

$$D = \frac{E \delta^3}{12\left(1 - \frac{1}{m^2}\right)}$$

die Biegungssteifigkeit der Platte von der Dicke δ bedeutet.

Für die Seitenbleche ist:

$$\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = -\frac{\pi^2}{a^2} \cdot y \Sigma A_k k^2 \cdot \sin \frac{k \pi x}{a}$$

$$\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} = \frac{\pi}{a} \Sigma A_k k \cdot \cos \frac{k \pi x}{a}$$

$$\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} = 0.$$

Wird beachtet, daß

$$\int_0^a \sin \frac{k \pi x}{a} \cdot \sin \frac{l \pi x}{a} \cdot dx = \int_0^a \sin \frac{k \pi x}{a} \cdot \cos \frac{l \pi x}{a} \cdot dx = 0,$$

wenn k und l verschieden sind, und daß

$$\int_0^a \sin^2 \frac{k \pi x}{a} \cdot dx = \int_0^a \cos^2 \frac{k \pi x}{a} \cdot dx = \frac{a}{2},$$

so ergibt sich für beide Seitenbleche a—c und b—d bzw. e—c und d—f zusammen:

$$V_s = \alpha \cdot D_s \cdot \frac{\pi^2 h}{a} \left(\frac{\pi^2}{6 a^2} \cdot h^2 \Sigma A_k^2 k^4 + \frac{m-1}{m} \Sigma A_k^2 k^2 \right),$$

worin

$$D_s = \frac{E \delta_s^3}{12\left(1 - \frac{1}{m^2}\right)}$$

die Biegungssteifigkeit der Stegbleche von der Dicke δ_s bedeutet und

$\alpha = 1$ für ⊓⊔-Querschnitte,

$\alpha = 2$ für I-Querschnitte ist.

Für die Mittelplatte folgt aus (3):

$$\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} = -\frac{b}{n} \cdot \frac{\pi}{a^2} \cdot \sin \frac{n \pi z}{b} \Sigma A_k k^2 \cdot \sin \frac{k \pi x}{a}$$

$$\frac{\partial^2 v}{\partial x \partial z} = \frac{\pi}{a} \cdot \cos \frac{n \pi z}{b} \Sigma A_k k \cdot \cos \frac{k \pi x}{a}$$

$$\frac{\partial^2 v}{\partial z^2} = -\frac{n \pi}{b} \cdot \sin \frac{n \pi z}{b} \Sigma A_k \cdot \sin \frac{k \pi x}{a}.$$

Wir finden nach Einsetzen dieser Werte in die Formel für V:

$$V_k = D_k \cdot \frac{\pi^2}{8} \cdot \frac{b}{a} \Sigma A_k^2 k^2 \left(\frac{k b}{n a} + \frac{n a}{k b} \right)^2,$$

worin

$$D_k = \frac{E \delta_k^3}{12\left(1 - \frac{1}{m^2}\right)}$$

die Biegungssteifigkeit der Mittelplatte von der Dicke δ_k bedeutet.

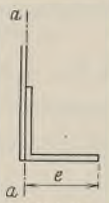


Bild 8.

Für die zwei bzw. vier Ränder vom Trägheitsmoment J_r zusammen ist:

$$V_r = \alpha E J_r \int_0^a \left(\frac{\partial^2 w_r}{\partial x^2} \right)^2 dx = \alpha E J_r h_r^2 \cdot \frac{\pi^4}{2 a^3} \Sigma A_k^2 k^4.$$

J_r kann auf die am Stegblech anliegende Kante a—a des Randwinkels bezogen werden (Bild 8), da durch die Mitwirkung des Stegblechs die Nullinie der Biegungsspannungen dicht bei a—a verläuft.

Die gesamte potentielle Energie des Stabes von der Länge a ist also:

$$\left\{ \begin{aligned} V = \frac{\pi^2}{2 a^2} \Sigma A_k^2 \Big\{ & \alpha D_s h \left(\frac{\pi^2}{3 a^2} \cdot h^2 k^2 + 2 \cdot \frac{m-1}{m} \right) k^2 \\ & + D_k \cdot \frac{b}{4} \left(\frac{b}{n} \cdot \frac{k}{a} + \frac{n}{b} \cdot \frac{a}{k} \right)^2 k^2 + \alpha E J_r h_r^2 \cdot \frac{\pi^2}{a^2} \cdot k^4 \Big\}. \end{aligned} \right. \tag{4}$$

Der Stab wird durch eine über seinen Querschnitt gleichmäßig verteilte Druckspannung σ_x beansprucht. Die Verringerung V_1 ihrer potentiellen Energie beim Ausbiegen ist zu bestimmen.

Aus $ds = \sqrt{1 + \left(\frac{\partial w}{\partial x} \right)^2} dx$ ergibt sich die Verlängerung des ausgebogenen Plattenstreifens gegenüber der Geraden zu

$$\int_0^a \frac{1}{2} \left(\frac{\partial w}{\partial x} \right)^2 dx \quad \text{(Bild 9).}$$

[7]) Vgl. Usinger, Beiträge zur Knicktheorie, Eisenbau 1918, S. 169ff.

Es ist also für die beiden Seitenbleche, da

$$\frac{\partial w}{\partial x} = \frac{\pi}{a} \cdot y \, \Sigma A_k \, k \cdot \cos \frac{k \pi x}{a} \quad \text{ist,}$$

Bild 9.

$$V_{1s} = \alpha \sigma_x \delta_s \int_0^a \int_0^h \left(\frac{\partial w}{\partial x}\right)^2 dx\, dy = \alpha \sigma_x \delta_s \cdot \frac{\pi^2}{6a} \cdot h^3 \, \Sigma A_k^2 k^2$$

für die Mittelplatte, da

$$\frac{\partial v}{\partial x} = \frac{b}{n a} \cdot \sin \frac{n \pi z}{b} \, \Sigma k \, A_k \cdot \cos \frac{k \pi x}{a},$$

$$V_{1k} = \frac{\sigma_x \delta_k}{2} \int_0^a \int_0^b \left(\frac{\partial v}{\partial x}\right)^2 dx\, dz = \sigma_x \cdot \frac{\delta_k b^3}{8 n^2 a} \, \Sigma A_k^2 k^2.$$

Für die Ränder mit dem Querschnitt F_r ist:

$$V_{1r} = \alpha \sigma_x F_r \int_0^a \left(\frac{\partial w_r}{\partial x}\right)^2 dx = \alpha \sigma_x F_r \cdot \frac{h_r^2 \pi^2}{2a} \, \Sigma A_k^2 k^2.$$

Für den gesamten Querschnitt ist also:

$$(5) \quad V_1 = \sigma_x \cdot \frac{\pi^2}{2a} \left[\alpha \delta_s \cdot \frac{h^3}{3} + \delta_k \cdot \frac{b^3}{4 n^2 \pi^2} + \alpha F_r h_r^2\right] \Sigma A_k^2 k^2.$$

Wenn $V = V_1$ wird, so ist die kritische Druckspannung $\sigma_x = \sigma_{kr}$ erreicht, bei der die Ränder ausbiegen. Daraus folgt für σ_{kr} die Gleichung:

$$(6) \quad \begin{cases} \Sigma A_k^2 k^2 \left\{\alpha D_s h \left(\frac{\pi^2 h^2}{3} \cdot \frac{k^2}{a^2} + 2 \cdot \frac{m-1}{m}\right) + D_k \cdot \frac{b}{4} \left(\frac{b}{n} \cdot \frac{k}{a} \right.\right. \\ \qquad \left.\left. + \frac{n}{b} \cdot \frac{a}{k}\right)^2 + \alpha E J_r h_r^2 \pi^2 \cdot \frac{k^2}{a^2}\right\} \\ \qquad = \sigma_{kr} \left[\alpha \delta_s^* \cdot \frac{h^3}{3} + \delta_k \cdot \frac{b^3}{4 n^2 \pi^2} + \alpha F_r h_r^2\right] \Sigma A_k^2 k^2. \end{cases}$$

Die Werte A_k sind nun so zu wählen, daß σ_{kr} als Funktion der A_k ein Minimum wird. Es muß also sein:

$$\frac{\partial \sigma_{kr}}{\partial A_k} = 0.$$

Nach Differentieren der linken und rechten Seite der Gl. (6) partiell nach A_k fällt der Wert $A_k k^2$ heraus. Es bleibt also nur ein Glied der Reihen (1), (2) und (3) bestehen. Daraus folgt: „Bei gelenkigem Anschluß der Bindebleche knicken die Ränder zwischen den Querschotten in einfachen Sinnshalbwellen von der Länge $\frac{a}{k}$ aus".

Man erhält aus (6):

$$(7) \quad \sigma_{kr} = \frac{D_s h \left(\frac{\pi^2 h^2}{3} \cdot \frac{k^2}{a^2} + 2 \cdot \frac{m-1}{m}\right) + \frac{D_k}{\alpha} \cdot \frac{b}{4} \left(\frac{b}{n} \cdot \frac{k}{a} + \frac{n}{b} \cdot \frac{a}{k}\right)^2 + E J_r h_r^2 \pi^2 \cdot \frac{k^2}{a^2}}{\delta_s \cdot \frac{h^3}{3} + \frac{\delta_k}{\alpha} \cdot \frac{b^3}{4 n^2 \pi^2} + F_r h_r^2}.$$

Die Knickung im unelastischen Bereich kann nach dem Vorschlag von Chwalla[8]) dadurch berücksichtigt werden, daß der Elastizitätsmodul E durch $E\tau$ ersetzt wird, wo τ die Knickzahl nach Engeßer bedeutet.

Gemäß der Begriffsbestimmung für die Knickzahl τ bleibt für einen Stab, wenn die Spannung die Proportionalitätsgrenze überschreitet, die Eulergleichung in der Form $\sigma_k = \frac{\pi^2 E \tau}{\lambda^2}$ bestehen, wo $\lambda = \frac{s_k}{\sqrt{\frac{J}{F}}}$ die Schlankheit des Stabes ist. Wir können den Rand also mit einem Stab vergleichen und können eine „kritische Schlankheit"

$$(8) \quad \lambda_{kr} = \pi \sqrt{\frac{E \tau}{\sigma_{kr}}}$$

des Randes berechnen. Wenn wir aus (7) $\sqrt{\frac{E\tau}{\sigma_{kr}}}$ bilden, finden wir:

$$\lambda_{kr} = \sqrt{\frac{\delta_s \cdot \frac{h^3}{3} + \frac{\delta_k}{\alpha} \cdot \frac{b^3}{4 n^2 \pi^2} + F_r h_r^2}{\frac{D_s \tau h}{E \tau \pi^2} \left(\frac{\pi^2 h^2}{3} \cdot \frac{k^2}{a^2} + 2 \cdot \frac{m-1}{m}\right) + \frac{D_k \tau b}{E \tau 4 \alpha \pi^2} \left(\frac{b}{n} \cdot \frac{k}{a} + \frac{n}{b} \cdot \frac{a}{k}\right)^2 + J_r h_r^2 \cdot \frac{k^2}{a^2}}}.$$

[8]) Ingenieur-Archiv, V. Bd., Heft 1, 1934, S. 65.

und wenn wir $m = \frac{10}{3}$ einsetzen und die Wellenlänge $\frac{a}{k}$ mit s bezeichnen:

$$(9) \quad \lambda_{kr} = \sqrt{\frac{\delta_s h^3/3 + \delta_k \cdot \frac{b^3}{4 \alpha n^2 \pi^2} + F_r h_r^2}{0{,}030\,53 \, \delta_s^3 h \left(\frac{h^2}{s^2} + 0{,}4255\right) + \frac{0{,}002\,32}{\alpha} \cdot \delta_k^3 b \left(\frac{b}{n s} + \frac{n s}{b}\right)^2 + J_r \cdot \frac{h_r^2}{s^2}}}$$

wo $\alpha = 1$ für Π-Stäbe,
$\alpha = 2$ für I-Stäbe,
$n = 1$ für Ausbiegen des Mittelblechs in einer Halbwelle,
$n = 2$ für Ausbiegen des Mittelblechs in zwei Halbwellen.

Die Querschnittsform des Stabes und die Entfernung der Querschotten und Bindebleche ist nun so zu wählen, daß λ_{kr} die für die Bemessung des Gesamtstabes maßgebende Schlankheit λ nicht überschreitet.

Sind keine Querschotten vorhanden, so biegen die Ränder nach derjenigen ungünstigsten Wellenlänge s_m aus, bei der λ_{kr} ein Maximum wird. Aus der Bedingung $\frac{\partial \lambda_{kr}}{\partial s} = 0$ folgt:

$$(10) \quad s_m = b \sqrt[4]{\frac{1}{n^4} + \frac{431 \, h^2 \alpha}{n^2 \delta_k^3 b^3} \left(J_r \cdot \frac{h_r^2}{h^2} + 0{,}030\,53 \, \delta_s^3 h\right)}.$$

Für diesen Wert von s_m läßt sich (9) auf die etwas einfachere Form bringen:

$$(11) \quad \max \lambda_{kr} = \sqrt{\frac{\delta_s h^3/3 + \delta_k \cdot \frac{b^3}{4 \alpha n^2 \pi^2} + F_r h_r^2}{0{,}004\,64 \, \delta_k^3 \cdot \frac{b}{\alpha} \left(1 + \frac{n^2 s_m^2}{b^2}\right) + 0{,}013\,15 \, \delta_s^3 h}}.$$

Für die im Brückenbau üblichen Abmessungen können die Werte (10) und (11) bei Vernachlässigung von $\frac{1}{n^4}$ und $0{,}0305 \, \delta_s^3 h$ auf die Form gebracht werden:

$$(12) \quad s_m = 4{,}56 \sqrt{\frac{h_r}{n \delta_k}} \sqrt{\frac{b J_r \alpha}{\delta_k}}$$

$$(13) \quad \max \lambda_{kr} = \sqrt{\frac{\delta_s h^3/3 + \delta_k \cdot \frac{b^3}{4 \alpha n^2 \pi^2} + F_r h_r^2}{0{,}004\,64 \, \delta_k^3 \cdot \frac{b}{\alpha} + 0{,}0965 \, n h_r \delta_k \sqrt{\frac{J_r \delta_k}{b \alpha}} + 0{,}0132 \, \delta_s^3 h}}.$$

Querschotten, die voneinander um s_m oder ein Mehrfaches davon entfernt sind, erhöhen die Knicksicherheit der Ränder nicht über diesen Wert.

Liegt die Entfernung a der Querschotten aus konstruktiven Gründen fest, so kann der Rand zwischen ihnen in einer oder mehreren Halbwellen ausknicken. Der Übergang von k zu $k+1$ Halbwellen findet statt bei einer Entfernung $a_{k,k+1}$, für welche gemäß (7) $\sigma_{kr(k)} = \sigma_{kr(k+1)}$ wird. Diese Bedingung ergibt:

$$(14) \quad a_{k,k+1} = s_m \sqrt{k(k+1)}.$$

Wird durch Bindebleche die Entfernung a der Querschotten in t gleiche Teile geteilt, so ist zu untersuchen, ob der Wert λ_{kr} für $s = \frac{a}{t}$, $n = 1$ oder der Wert λ_{kr} für $s = a$, $n = 2$ ungünstiger ist.

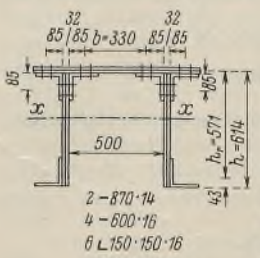


Bild 10.

1. Zahlenbeispiel.

Für den Obergurtquerschnitt Bild 10 ist:

$h = 60 + 1{,}4 = 61{,}4$ cm
$\delta_s = 3{,}2$ cm
$\delta_k = 2{,}8$ cm.

Da die Ausbiegung der Kopfplatte durch die inneren Kopfwinkel eingeschränkt wird, kann b gleich dem Abstand der Mitten zwischen den Nietreihen dieser Winkel gewählt werden:
$b = 50 - 2 \cdot 8{,}5 = 33$ cm.

Wenn die Innenwinkel fehlen, ist auch die Abbiegung der Schenkel der oberen Winkel zu berücksichtigen und wesentlich ungünstiger zu setzen:

$$b = 50 + 2 \cdot 3{,}2 + 6 \cdot 8{,}5 = 107{,}4 \text{ cm}.$$

Wir rechnen hier nur mit $b = 33$ cm.

Für den Randwinkel ist:

$F_r = 45{,}7$ cm²
$h_r = 61{,}4 - 4{,}3 = 57{,}1$ cm.

J_r kann auf die am Stegblech anliegende Kante a—a bezogen werden (Bild 10)

$$J_r = 949 + 45{,}7 \cdot 4{,}29^2 = 1796 \text{ cm}^4.$$

a) Werden die Stabränder durch Querschotten oder Bindebleche nirgends gehalten, so knickt der Rand wie ein Stab aus, dessen Knickspannung der kritischen Schlankheit $\max \lambda_{k\,r}$ nach Gl. (13) entspricht, wobei $n = 1$, $\alpha = 1$ zu setzen ist.

$$\delta_s \cdot \frac{h^3}{3} = 3{,}2 \cdot \frac{61{,}4^3}{3} = 246\,900$$
$$\delta_k \cdot \frac{b^3}{4\,n^2\,\pi^2} = 2{,}8 \cdot \frac{33^3}{4\,\pi^2} = 2\,600$$
$$F_r\,h_r^2 = 45{,}7 \cdot 57{,}1^2 = 149\,000$$
$$398\,500$$

$$0{,}004\,64\,\delta_k^3\,b = 0{,}004\,64 \cdot 2{,}8^3 \cdot 33 = 3{,}4$$
$$0{,}0965\,n\,h_r\,\delta_k \sqrt{\frac{J_r\,\delta_k}{b}} = 0{,}0965 \cdot 57{,}1 \cdot 2{,}8 \sqrt{\frac{1791 \cdot 2{,}8}{33}} = 190{,}5$$
$$0{,}0132\,\delta_s^3\,h = 0{,}0132 \cdot 3{,}2^3 \cdot 61{,}4 = 26{,}5$$
$$220{,}4$$

$$\max \lambda_{k\,r} = \sqrt{\frac{398\,500}{220{,}4}} = \sqrt{1810} = 42{,}5.$$

Wenn also der Gesamtstab, für den $F = 896{,}2$ cm², $J_x = 475\,000$ cm⁴, $i_x = 23$ ist, eine größere Knicklänge als $23 \cdot 42{,}5 = 980$ cm hat, so brauchen die Ränder aus Gründen der Knicksicherheit nicht besonders ausgesteift zu werden. $\max \lambda_{k\,r}$ tritt gemäß (12) auf bei einer Wellenlänge von

$$s_m = 4{,}56 \sqrt{\frac{57{,}1}{2{,}8}} \sqrt{\frac{33 \cdot 1791}{2{,}8}} = 4{,}56 \sqrt{20{,}4 \cdot 145} = 248 \text{ cm}.$$

Die genauere Formel (10) ergibt $s_m = 250$ cm.

b) Werden Querschotten in einer Entfernung a kleiner als $s_m \sqrt{1 \cdot 2} = 352$ cm angebracht, so knicken die Ränder zwischen ihnen noch in einer Halbwelle aus. Liegt a zwischen $s_m \sqrt{1 \cdot 2}$ und $s_m \sqrt{2 \cdot 3}$, also zwischen 352 und 608 cm, so biegt der Rand zwischen den Schotten in zwei Halbwellen aus.

Ist z. B. $a = 300$ cm, so ist auch $s = 300$ und nach (9):

$$0{,}030\,53\,\delta_s^3\,h\left[\left(\frac{h}{s}\right)^2 + 0{,}426\right] = 0{,}030\,53 \cdot 3{,}2^3 \cdot 61{,}4\left[\left(\frac{61{,}4}{300}\right)^2 + 0{,}426\right] = 28{,}8$$
$$\left(\frac{33}{300} + \frac{300}{33}\right)^2 = 84{,}6$$
$$0{,}002\,32\,\delta_k^3\,b\left(\frac{b}{n\,s} + \frac{n\,s}{b}\right)^2 = 0{,}002\,32 \cdot 2{,}8^3 \cdot 33 \cdot 84{,}6 = 142{,}2$$
$$J_r\left(\frac{h_r}{s}\right)^2 = 1791\left(\frac{57{,}1}{300}\right)^2 = 64{,}9$$
$$235{,}9$$

$$\lambda_{kr} = \sqrt{\frac{398\,500}{235{,}9}} = 41{,}1.$$

Ist aber z. B. $a = 550$ cm, so ist $s = \frac{550}{2} = 275$ zu setzen. In Formel (9) wird der Nenner $29{,}3 + 120{,}2 + 77{,}5 = 227{,}0$, so daß

$$\lambda_{kr} = \sqrt{\frac{398\,200}{227{,}0}} = 41{,}9$$

also nur wenig ungünstiger als für $a = 300$.

c) Durch ein Bindeblech mitten zwischen den um $a = 550$ cm entfernten Schotten wird keine größere Steifigkeit erzielt, da $s = 275$ bestehen bleibt. Werden deshalb zwei Bleche zwischen den Schotten angeordnet, so ergibt sich für $n = 1$; $s = \frac{550}{3} = 183$; $\lambda_{kr} = 39{,}0$. Ferner ist aber noch λ_{kr} für $n = 2$ (Bild 4) zu berechnen.

Da für $n = 2$; $s_m = \frac{248}{\sqrt{2}} = 176$ cm ist gemäß (12), so knickt der Rand zwischen den um 550 cm entfernten Querschotten in drei Halbwellen aus, denn es ist $176 \sqrt{2 \cdot 3} < 550 < 176 \sqrt{3 \cdot 4}$.

Also ist $s = \frac{550}{3} = 183$ cm.

$$\delta_k \cdot \frac{b^3}{4\,n^2\,\pi^2} = \frac{2600}{4} = 650$$
$$0{,}0305\,\delta_s^3\,h\left[\left(\frac{h}{s}\right)^2 + 0{,}426\right] = 0{,}0305 \cdot 3{,}2^3 \cdot 61{,}4\left[\left(\frac{61{,}4}{18{,}3}\right)^2 + 0{,}426\right] = 33{,}0$$
$$\left(\frac{b}{n\,s} + \frac{n\,s}{b}\right)^2 = \left(\frac{33}{2 \cdot 183} + \frac{2 \cdot 183}{33}\right)^2 = 125$$
$$0{,}002\,32 \cdot 2{,}8^3 \cdot 33 \cdot 125 = 210{,}0$$
$$J_r\left(\frac{h_r}{s}\right)^2 = 1791\left(\frac{57{,}1}{183}\right)^2 = 175{,}0$$
$$418{,}0$$

$$\lambda_{kr} = \sqrt{\frac{396\,500}{418{,}0}} = 30{,}8$$

$\lambda_{kr} = 3{,}90$ ist also maßgebend.

2. Zahlenbeispiel.

Für den in Bild 11 angegebenen Strebenquerschnitt ist:

$h = 40$ cm; $\quad \delta_s = 1{,}6$ cm
$b = 70 - 2 \cdot 6 = 58$, ~ 60 cm; $\quad \delta_k = 1{,}0$ cm
$F_r = 25{,}1$ cm²; $\quad J_r = 280 + 25{,}1 \cdot 3{,}15^2 = 529$ cm⁴
$h_r = 40 - 3{,}2 = 36{,}8$ cm.

Es ist $\alpha = 2$ zu setzen.

a) Nach (12) ergibt sich:

$$s_m = 4{,}56 \sqrt{\frac{36{,}8}{1{,}0}} \sqrt{\frac{60 \cdot 529 \cdot 2}{1{,}0}} = 440 \text{ cm};$$

nach (13) wird $\max \lambda_{k\,r} = 86{,}3$. Da für den Gesamtstab

$F = 527$ cm²; $\quad J_x = 276\,800$ cm⁴; $\quad \lambda_x = \frac{1494}{22{,}9} = 65$

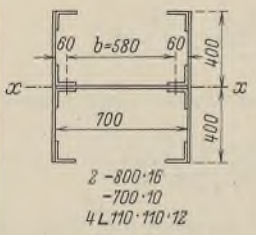


Bild 11.

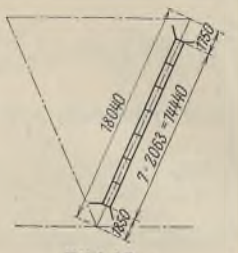


Bild 12.

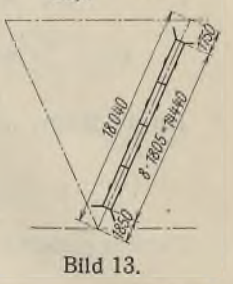


Bild 13.

ist, sind also Zwischenschotten anzuordnen. Die Lage der Querschotten an den Knotenblechen ist gemäß Bild 12 gegeben. Die Anzahl der Aussteifungen zwischen den Endschotten ist zu bestimmen:

$$\delta_s \cdot \frac{h^3}{3} = 1{,}6 \cdot \frac{40^3}{3} = 34\,130$$
$$\delta_k \cdot \frac{b^3}{4\,\alpha\,\pi^2} = 1{,}0 \cdot \frac{60^3}{4 \cdot 2 \cdot \pi^2} = 2\,730$$
$$F_r\,h_r^2 = 25{,}1 \cdot 36{,}8^2 = 34\,000$$
$$70\,860$$

Es wird $a = \frac{1804 - 185 - 175}{7} = 206$ cm gewählt. $n = 1$, $\alpha = 2$.

Dann ist auch $s = 206$ cm zu setzen.

$$0{,}030\,53\,\delta_s^3\,h\left(\frac{h^2}{s^3} + 0{,}426\right) = 0{,}0305 \cdot 1{,}6^3 \cdot 40\left[\left(\frac{40}{206}\right)^2 + 0{,}426\right] = 2{,}27$$
$$\left(\frac{b}{s} + \frac{s}{b}\right)^2 = \left(\frac{60}{206} + \frac{206}{60}\right)^2 = 13{,}8$$
$$\frac{0{,}002\,32}{\alpha} \cdot \delta_k^3\,b\left(\frac{b}{s} + \frac{s}{b}\right)^2 = 0{,}001\,31 \cdot 1^3 \cdot 60 \cdot 13{,}8 = 1{,}08$$
$$J_r\left(\frac{h_r}{s}\right)^2 = 529\left(\frac{36{,}8}{206}\right)^2 = 16{,}85$$
$$20{,}20$$

$$\lambda_{k\,r} = \sqrt{\frac{70\,860}{20{,}2}} = 59{,}2, < 65.$$

b) Aus Ersparnisgründen werden nun Schotten und Bindebleche gemäß Bild 13 angeordnet. Für $n = 1$; $s = \frac{1804 - 185 - 175}{8} = 180{,}5$ bleibt $\lambda_{k\,r}$ unter 65. Es ist jedoch noch das Ausknicken des Randes für $n = 2$; $a = 361$ cm zu untersuchen.

Da für $n = 2$; $s_m = \frac{440}{\sqrt{2}} = 311$ cm und ein Ausbiegen nach zwei Halbwellen erst von $a = 311 \sqrt{1 \cdot 2} = 440$ cm ab eintritt, ist auch $s = 361$ cm zu wählen. Hierfür ist

$$\delta_k \cdot \frac{b^3}{4\,\alpha\,n^2\,\pi^2} = \frac{2730}{4} = 683,$$

ferner

$$0{,}030\,53\,\delta_s^3\,h\left[\left(\frac{h}{s}\right)^2 + 0{,}426\right] = 0{,}030\,53 \cdot 1{,}6^3 \cdot 40\left[\left(\frac{40}{361}\right)^2 + 0{,}426\right] = 2{,}2$$
$$\frac{0{,}002\,32}{2} \cdot \delta_k^3\,b\left(\frac{b}{n\,s} + \frac{n\,s}{b}\right)^2 = 0{,}001\,16 \cdot 1{,}0^3 \cdot 60\left(\frac{60}{2 \cdot 361} + \frac{2 \cdot 361}{60}\right)^2 = 11{,}5$$
$$J_r\left(\frac{h_r}{s}\right)^2 = 529\left(\frac{36{,}8}{361}\right)^2 = 5{,}5$$
$$19{,}2$$

$$\lambda_{k\,r} = \sqrt{\frac{34\,130 + 683 + 34\,000}{19{,}2}} = 59{,}5, < 65.$$

INHALT: Tragfähigkeit von Stahlstützen mit Betonkern bei verschiedenen Betoneigenschaften und bei außermittigem Druck. — Die Knicksicherheit der Randaussteifungen von ⊓- und I-Stäben.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Schriftleitung:
Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernsprecher: C 1 Steinplatz 0011
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernsprecher: Breslau 421 61

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

8. Jahrgang | BERLIN, 7. Juni 1935 | Heft 12

Näherungsberechnung der Tragkraft exzentrisch gedrückter Stahlstäbe.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Privatdozent Ing. Dr. Karl Ježek, Wien.

Die wirtschaftliche Querschnittsbemessung exzentrisch gedrückter Stäbe gehört zu den wichtigsten Aufgaben des Stahlbaues. Die früher vielfach vertretene Meinung, daß die größte Randspannung als Maß für das Tragvermögen derart belasteter Stäbe anzusehen sei, berücksichtigt nicht deren eigenartiges Tragverhalten. Die Tragkraft axial gedrückter und auf Biegung beanspruchter Stahlstäbe ist nämlich nicht durch eine bestimmte Randspannung, sondern durch das Eintreten eines zufolge der Werkstoffeigenschaften bedingten instabilen Gleichgewichtszustandes nach oben hin begrenzt. Der Nachweis der größten Randspannung verbürgt daher, wie später noch gezeigt wird, keineswegs die Einhaltung eines vorgeschriebenen Sicherheitsgrades und schließt damit eine rationelle Querschnittsbemessung aus. Kármán wies als erster darauf hin[1]), daß die Ermittlung der Tragfähigkeit exzentrisch gedrückter Stahlstäbe ein Gleichgewichtsproblem darstelle, und gab in seiner Untersuchung die theoretischen Grundlagen für die strenge Lösung dieser Aufgabe. Er entwickelte ein Verfahren zur zeichnerischen Lösung der in Betracht kommenden Differentialgleichungen, beschränkte seine Untersuchung jedoch nur auf kleine Exzentrizitäten. Viel später wurde Kármáns Methode in entsprechend erweiterter Form verwendet, um den Einfluß beliebiger Exzentrizitäten für ein bestimmtes Formänderungsgesetz zahlenmäßig festzulegen[2]). Von den zahlreichen Abhandlungen, in welchen die vorliegende Aufgabe als Gleichgewichtsproblem unter Zugrundelegung der Arbeitslinie eines bestimmten Baustahls näherungsweise gelöst wurde, seien die Arbeiten von Krohn[3]), Roš-Brunner[4]) und Hartmann[5]) genannt. Alle diese Untersuchungen beschränken sich auf Stäbe mit Rechteckquerschnitt, gelenkiger Lagerung der Stabenden, gerade Stabachse, beiderseits gleich große Angriffshebel und setzen Biegung um eine Hauptträgheitsachse voraus.

Eine rechnerische Behandlung der vorliegenden Aufgabe ist, da die Untersuchung sich auf elastisch-plastische Verzerrungszustände erstreckt, im Hinblick auf das analytisch kaum erfaßbare Formänderungsgesetz des Baustahls nur unter gewissen einschränkenden Voraussetzungen, z. B. unter der Annahme eines „ideal-plastischen" Werkstoffes[6]) und im Falle der Biegung unter der Annahme eben bleibender Querschnitte möglich[7]). Diese beiden Voraussetzungen sind beim Baustahl bis zu Dehnungen und Stauchungen von etwa 10‰ weitgehend erfüllt bzw. durch Versuchsergebnisse gerechtfertigt[8]). Auf dieser Grundlage entwickelte der Verfasser die strenge analytische Lösung des Gleichgewichtsproblems exzentrisch gedrückter Stäbe[9]) und behandelte ferner die strenge Berechnung der Tragfähigkeit des durch eine Einzelkraft[9]) und des gleichmäßig querbelasteten Druckstabes[10]). Diese Untersuchungen beschränken sich auf Stäbe mit Rechteckquerschnitt, beiderseits gelenkige Lagerung der Stabenden und auf den Fall der Biegung um eine Hauptträgheitsachse. Zunächst sei kurz besprochen, in welchem Maße diese unter der Annahme einer idealisierten Arbeitslinie gewonnenen Ergebnisse dem wirklichen Tragverhalten eines Baustahlstabes entsprechen. Die Untersuchung zeigt, daß die Vernachlässigung des Verfestigungsbereiches in allen praktisch vorkommenden Fällen (ausgenommen sind sehr gedrungene Stäbe) keinen Einfluß auf die Größe der Traglast besitzt, da der instabile Gleichgewichtszustand und damit die Grenze des Tragvermögens eines exzentrisch gedrückten Stabes erreicht wird, bevor eine Verfestigung eintreten könnte. Die aus der Annahme des Hookeschen Gesetzes bis zur Fließgrenze resultierenden Abweichungen in der Tragkraft erreichen ihren Größtwert für vollkommen zentrischen Kraftangriff (Knickung) und nehmen mit zunehmender Exzentrizität des Kraftangriffes rasch ab. Der hierdurch begangene Fehler ist aber besonders bei Stahlsorten, deren Arbeitslinie in dem angegebenen Bereich nur wenig von der Hookeschen Geraden abweicht[11]), sehr klein und mit Rücksicht auf den bei derselben Stahlgattung schwankenden Wert der Fließgrenze und keineswegs eindeutig festliegenden Verlauf der Arbeitslinie selbst praktisch unerheblich. Zusammenfassend kann gesagt werden, daß der durch die Annahme einer idealisierten Arbeitslinie („Ideal"-Stahl) begangene Fehler in der Tragkraft in allen praktisch vorkommenden Fällen jedenfalls innerhalb des Streuungsbereiches von Versuchsergebnissen liegt und daher nur theoretisches Interesse besitzt.

Es sei jedoch ausdrücklich bemerkt, daß diese strenge analytische Lösung — und dies gilt auch für alle anderen bekanntgewordenen Lösungsmethoden — infolge des erforderlichen großen Rechenaufwandes für die Praxis kaum geeignet ist. Nachfolgend wird nun zunächst unter der Voraussetzung einer idealisierten Arbeitslinie, deren Annahme nach den obenstehenden Ausführungen praktisch recht brauchbare Ergebnisse liefert, ein einfaches, für Ingenieurzwecke geeignetes analytisches Näherungsverfahren zur Berechnung der Tragkraft exzentrisch gedrückter Stahlstäbe mit Rechteckquerschnitt angegeben, dessen Endergebnisse weitgehend mit den Resultaten der strengen analytischen Lösung übereinstimmen. Schließlich wird noch gezeigt, in welcher Weise man — ausgehend von den Ergebnissen dieses Näherungsverfahrens für einen bestimmten „Ideal"-Stahl — den bei derselben Stahlsorte (diese ist gekennzeichnet durch die Höhe der Fließgrenze) schwankenden Verlauf der Arbeitslinie zwischen Proportionalitäts- und Fließgrenze nach praktischen Gesichtspunkten berücksichtigen könnte.

---

[1]) Th. v. Kármán, Untersuchungen über Knickfestigkeit. Mitt. über Forschungsarbeiten, VDI-Heft 81, 1910.

[2]) E. Chwalla, Die Stabilität zentrisch und exzentrisch gedrückter Stäbe aus Baustahl. Sitzungsberichte d. Wiener Akademie d. Wiss., Math.-naturw. Kl., Abt. IIa, 137. Bd., 8. H., 1928. — Bericht d. II. Int. Tag. f. Brückenbau u. Hochbau, Wien 1928. — Schlußbericht d. I. Int. Kongr. f. Brückenbau u. Hochbau, Paris 1932. — Eine zusammenfassende Darstellung findet sich in: Die Theorie des außermittig gedrückten Stabes aus Baustahl, Stahlbau 1934, H. 21, 22, 23

[3]) R. Krohn, Knickfestigkeit. Bautechn. 1923.

[4]) M. Roš u. J. Brunner, Die Knickfestigkeit von an beiden Enden gelenkig gelagerten Stäben aus Konstruktionsstahl. Bericht der Gruppe IV d. techn. Komm. d. Verb. schweiz. Brücken- u. Eisenhochbaufabriken, Zürich 1926. — Vgl. ferner d. Berichte d. II. Int. Tag. f. Brückenbau u. Hochbau in Wien, 1928 und d. I. Int. Kongr. f. Brückenbau u. Hochbau in Paris, 1932.

[5]) F. Hartmann, Der einseitige (exzentrische) Druck bei Stäben aus Baustahl. Z. d. OeIAV 1933, H. 11/12.

[6]) L. Prandtl, Über die Eindringungsfestigkeit (Härte) plastischer Baustoffe und die Festigkeit von Schneiden. Z. ang. Math. 1921.

[7]) Über die Anwendung dieser Voraussetzungen bei der Berechnung von Stahlkonstruktionen s. auch: J. Fritsche, Die Tragfähigkeit von Balken aus Stahl mit Berücksichtigung des plastischen Verformungsvermögens. Bauing. 1930. — Arbeitsgesetze bei elastisch-plastischer Balkenbiegung. Z. ang. Math. 1931. — Ferner: K. Girkmann, Bemessung von Rahmentragwerken unter Zugrundelegung eines ideal-plastischen Stahls. Sitzungsber. d. Wiener Akad. d. Wissensch., Math.-naturw. Kl., Abt. IIa, 140. Bd., 9. u. 10. H., 1931.

[8]) M. Moser, Grundsätzliches zur Streckgrenze. VDI-Forschungsheft 295. — E. Meyer, Die Berechnung von Stäben, deren Material dem Hookeschen Gesetz nicht folgt. Z. d. VdI 1908. — Über die Zulässigkeit der Bernoullischen Hypothese bei nichtlinearer Spannungsverteilung vgl. die Ausführungen von O. Domke, Handb. f. Eisenbetonbau, 4. Aufl., I. Bd., S. 269.

[9]) K. Ježek, Die Tragfähigkeit des exzentrisch beanspruchten und des querbelasteten Druckstabes aus einem ideal plastischen Stahl. Sitzungsber. d. Wiener Akad. d. Wissensch., Math.-naturw. Kl., Abt. IIa, 143. Bd., 7. H., 1934.

[10]) K. Ježek, Die Tragfähigkeit des gleichmäßig querbelasteten Druckstabes aus einem ideal-plastischen Stahl. Stahlbau 1935, H. 5.

[11]) Bei den Versuchen des Deutschen Stahlbau-Verbandes wurden beispielsweise Baustähle verwendet, deren Arbeitslinie nahezu bis zur Stauchgrenze dem Hookeschen Gesetz folgt oder nur wenig davon abweicht. Vgl. W. Rein, Versuche zur Ermittlung der Knickspannungen für verschiedene Baustähle. Heft 4 der Berichte des Ausschusses für Versuche im Stahlbau, Berlin 1930, J. Springer.

I. Die kritischen Spannungszustände im Rechteckquerschnitt.

Ein exzentrisch gedrückter Stab von der Länge $2\,l$ (Bild 1) hat in einem Querschnitt x die Axialkraft P und — da die Gleichgewichtsbedingungen zwischen äußeren und inneren Kräften für den verformten Zustand des Stabes aufzustellen sind (Theorie II. Ordnung) — ein Biegemoment $M = P\,y$ aufzunehmen. Hierbei wird vorausgesetzt, daß der Hebelarm a der Kraft P in den beiden Endquerschnitten während der Belastungssteigerung unverändert bleibt. Die Arbeitslinie des Werkstoffes ist in Bild 2 dargestellt. Bis zur Stauchgrenze bzw. bis zur Streckgrenze, welche Spannungen dem Absolutwert nach gleich groß angenommen werden, gilt das Hookesche Gesetz (Elastizitätsmodul E), mit weiter zunehmender Längenänderung wird die Spannung konstant angenommen, d. h. es wird vollkommene Plastizität vorausgesetzt. Bei der Ermittlung von Formänderungen wird ferner vorausgesetzt, daß die Stabquerschnitte bei der Biegung eben bleiben.

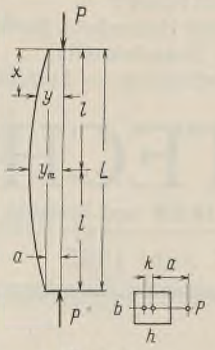


Bild 1.

Ein exzentrisch gedrückter Stab aus einem Werkstoff, der unbeschränkt dem Hookeschen Gesetz folgt, besitzt nur eine mögliche Gleichgewichtslage. Daher scheidet der rein elastische Spannungs- und Verzerrungszustand für die weitere Untersuchung aus. Die Möglichkeit des Eintritts eines instabilen Gleichgewichtszustandes ist an das Auftreten bleibender Formänderungen gebunden. In einem exzentrisch gedrückten rechteckigen Stahlstab wird mit zunehmender Belastung zunächst im mittleren Querschnitt ($x = l$) die Stauchgrenze σ_s erreicht. Bei weiter gesteigerter Belastung bildet sich daher am Innenrand (Biegedruckseite) in Stabmitte ein Fließgebiet aus. Mit Rücksicht auf die Größe der Längenänderung am Außenrand (Biegezugseite) des Stabes sind dann zwei Spannungszustände möglich, welche der weiteren Untersuchung zugrunde zu legen sind. Beim Eintritt des instabilen Gleichgewichtszustandes ist die Spannungsverteilung im Mittelquerschnitt des Stabes durch einen der beiden nachfolgend beschriebenen Spannungszustände, die weiterhin als „kritische" Spannungszustände bezeichnet werden, gekennzeichnet. In den folgenden Rechnungen werden Druckspannungen positiv, Zugspannungen negativ bezeichnet, und es bedeuten $\pm\sigma_s$ die Stauchgrenze bzw. die Streckgrenze, σ_i bzw. σ_a die Spannungen und ε_i bzw. ε_a die spezifischen Längenänderungen am Innenrand bzw. am Außenrand des Stabes.

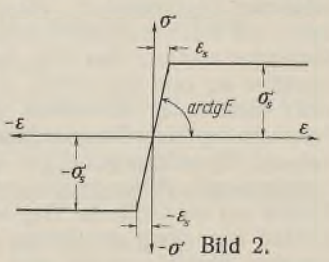


Bild 2.

Spannungszustand I:

$$\varepsilon_i \geqq \varepsilon_s, \qquad \varepsilon_a \leqq -\varepsilon_s,$$
$$\sigma_i = \sigma_s, \qquad \sigma_a \leqq -\sigma_s \quad \text{(Bild 3).}$$

Aus den Gleichgewichtsbedingungen

$$(1)\qquad \int_F \sigma\,df = P, \qquad \int_F \sigma\,\zeta\,df = M = P\,y$$

erhält man mit $P = b\,h\,\sigma_m$ (σ_m bedeutet die Axialspannung)

$$(2)\quad \begin{cases} \dfrac{e_1}{h} = \dfrac{3\,\sigma_m}{(\sigma_s - \sigma_m)} \cdot \dfrac{y}{h} - \dfrac{1}{2} \\[2ex] \dfrac{c_1}{h} = \dfrac{9\left[(\sigma_s - \sigma_m) - \dfrac{2\,y}{h} \cdot \sigma_m\right]^2}{8\,(\sigma_s - \sigma_m)^3} \cdot \sigma_s \\[2ex] \varepsilon_i = \left(1 + \dfrac{e_1}{c_1}\right)\varepsilon_s, \qquad \sigma_a = -\dfrac{d_1}{c_1} \cdot \sigma_s. \end{cases}$$

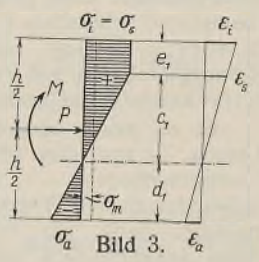


Bild 3.

Mit den Abkürzungen

$$(3)\quad \begin{cases} \alpha_1 = \dfrac{2\,h\,\sigma_m}{9\,E}\left(\dfrac{\sigma_s}{\sigma_m} - 1\right)^3 \\[2ex] \beta_1 = \dfrac{h}{2}\left(\dfrac{\sigma_s}{\sigma_m} - 1\right) \end{cases}$$

ergibt sich die Krümmung des Stabes im Querschnitt (x, y) zu

$$(4)\qquad \frac{1}{\varrho} \doteq y'' = -\frac{\varepsilon_s}{c_1} = -\frac{\alpha_1}{(\beta_1 - y)^2}.$$

Jene Durchbiegung, bei welcher am Innenrand gerade die Stauchgrenze erreicht wird ($\sigma_i = \sigma_s$, $\varepsilon_i = \varepsilon_s$), ergibt sich zu

$$(5)\qquad \eta_1 = \frac{h}{6}\left(\frac{\sigma_s}{\sigma_m} - 1\right).$$

Die größte Durchbiegung dieses Bereiches, bei welcher am Außenrand gerade die Streckgrenze erreicht wird ($\sigma_a = -\sigma_s$, $\varepsilon_a = -\varepsilon_s$), erhält man zu

$$(6)\qquad \eta_2 = \frac{h}{6}\left(\frac{\sigma_s}{\sigma_m} - 1\right)\left(1 + \frac{2\,\sigma_m}{\sigma_s}\right) = \eta_1\left(1 + \frac{2\,\sigma_m}{\sigma_s}\right).$$

Der Gültigkeitsbereich der Differentialgleichung (4) ist daher durch die Beziehung

$$(7)\qquad \eta_1 \leqq y \leqq \eta_2$$

gegeben.

Spannungszustand II:

$$\varepsilon_i > \varepsilon_s, \qquad \varepsilon_a \geqq -\varepsilon_s, \qquad \sigma_i = \sigma_s, \qquad \sigma_a = -\sigma_s \quad \text{(Bild 4).}$$

Aus den Gleichgewichtsbedingungen (1) erhält man

$$(8)\quad \begin{cases} \dfrac{e_2}{h}, \dfrac{d_2}{h} = \dfrac{1}{2}\left(1 \pm \dfrac{\sigma_m}{\sigma_s}\right) - \sqrt{\dfrac{3}{4}\left(1 - \dfrac{\sigma_m^2}{\sigma_s^2}\right) - \dfrac{3\,\sigma_m}{\sigma_s} \cdot \dfrac{y}{h}} \\[2ex] \dfrac{c_2}{h} = \sqrt{\dfrac{3}{4}\left(1 - \dfrac{\sigma_m^2}{\sigma_s^2}\right) - \dfrac{3\,\sigma_m}{\sigma_s} \cdot \dfrac{y}{h}} \\[2ex] \varepsilon_i = \left(1 + \dfrac{e_2}{c_2}\right)\varepsilon_s, \qquad \varepsilon_a = -\left(1 + \dfrac{d_2}{c_2}\right)\varepsilon_s. \end{cases}$$

Mit den Abkürzungen

$$(9)\quad \begin{cases} \alpha_2^2 = \dfrac{\sigma_s^3}{3\,h\,E^2\,\sigma_m} \\[2ex] \beta_2 = \dfrac{h\,\sigma_s}{4\,\sigma_m}\left(1 - \dfrac{\sigma_m^2}{\sigma_s^2}\right) \end{cases}$$

erhält man die Krümmung des Stabes im Querschnitt (x, y) zu

$$(10)\qquad \frac{1}{\varrho} \doteq y'' = -\frac{\varepsilon_s}{c_2} = -\frac{\alpha_2}{\sqrt{\beta_2 - y}}.$$

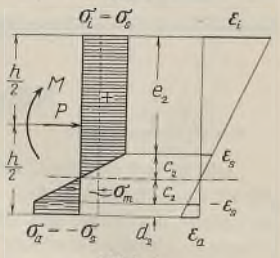


Bild 4.

Die größtmögliche Durchbiegung, bei welcher der Querschnitt vollständig plastiziert ist ($c_2 = 0$), ergibt sich zu

$$(11)\qquad \eta_3 = \beta_2 = \frac{h\,\sigma_s}{4\,\sigma_m}\left(1 - \frac{\sigma_m^2}{\sigma_s^2}\right).$$

Der Gültigkeitsbereich der Differentialgleichung (10) ist dann durch die Beziehung

$$(12)\qquad \eta_2 \leqq y \leqq \eta_3$$

gegeben.

II. Ermittlung der kritischen Belastung (Tragkraft) des Stabes.

Die Frage nach der Tragfähigkeit eines exentrisch gedrückten Stabes aus einem ideal-plastischen Werkstoff (Bild 2) führt notwendigerweise zur Untersuchung seines Tragverhaltens für unterhalb dieser Höchstlast liegende Beanspruchungen. Die strenge Untersuchung[9]) ergibt, daß der Stab zwei mögliche Gleichgewichtslagen mit den mittleren Durchbiegungen $y_m^{(1)}$ und $y_m^{(2)}$ besitzt. Im Verlaufe einer stetig gesteigerten Belastung (von einer Entlastung und Wiederbelastung sei hier abgesehen) nimmt der Stab die erste Gleichgewichtslage, welche der kleineren Durchbiegung $y_m^{(1)}$ entspricht, ein. Doch ist bei derselben Axialkraft noch eine zweite, stärker ausgebogene Gleichgewichtslage mit der mittleren Durchbiegung $y_m^{(2)} > y_m^{(1)}$ möglich; diese zweite Gleichgewichtslage entspricht jener Grenzlage der ausgebogenen Stabachse, in welcher zwischen äußeren und inneren Kräften gerade noch Gleichgewicht herrscht. Die Bedeutung dieser beiden Gleichgewichtslagen sei anhand des Bildes 5 näher erörtert. Bild 5 zeigt für einen Stab, dessen Querschnittsabmessungen, Länge und Exzentrizität des Kraftangriffes bekannt sind, die aus der strengen analytischen Untersuchung gefundene Beziehung zwischen der Axialspannung σ_m und der mittleren Durchbiegung y_m in Form der Kurve $\sigma_m = f(y_m)$. Diese Kurve besteht aus zwei Ästen: Der aufsteigende Ast (A, G, 1, M) ist der geometrische Ort der mittleren Durchbiegungen $y_m^{(1)}$ aller primären Gleichgewichtslagen, die Abszissen des abfallenden Astes (M, 1′, G') entsprechen den mittleren Durchbiegungen $y_m^{(2)}$ aller sekundären Gleichgewichtslagen. Bezüglich der Bedeutung dieser beiden Gleichgewichtslagen gilt folgendes: Der Stab kann durch eine zusätzliche Ausbiegungsverstärkung bei gleichbleibender Axialkraft aus der ersten Gleichgewichtslage (Punkt 1) in die zweite Gleichgewichtslage (Punkt 1′) gebracht werden, ohne sein Tragvermögen einzubüßen, vermag jedoch einer darüber hinausgehenden Ausbiegungsverstärkung keinen inneren Widerstand entgegenzusetzen. Die primäre bzw. sekundäre Gleichgewichtslage ist daher bezüglich einer unendlich kleinen Vergrößerung der Ausbiegung als stabil bzw. als labil zu bezeichnen. Als Stabilitätsmaß der ersten Gleichgewichtslage kann die Differenz aus den den beiden Lagen zugeordneten mittleren Durchbiegungen, also

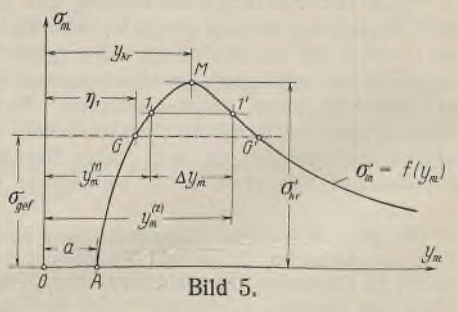


Bild 5.

$$(13)\qquad \Delta y_m = y_m^{(2)} - y_m^{(1)}$$

angesehen werden. Dieses Stabilitätsmaß ist für den unbelasteten bzw. den nicht vorbelasteten Stab unendlich groß, nimmt mit zunehmender Belastung ab und erreicht schließlich bei einer bestimmten Höchstspannung, die als „kritische Spannung" σ_{kr} bezeichnet werden soll, den Wert Null. Die kritische Belastung entspricht der Tragkraft des Stabes, da für größere Axiallasten kein Gleichgewicht zwischen äußeren und inneren Kräften möglich ist. Die Funktion $\sigma_m = f(y_m)$ besitzt im Punkte M, dessen Koordinaten der kritischen mittleren Durchbiegung y_{kr} und der kritischen Axialspannung σ_{kr} entsprechen, ein analytisches Maximum. Zur Ermittlung dieser beiden Größen stehen daher die nachfolgenden Gleichungen

$$\text{(14)} \qquad \begin{cases} \sigma_m = f(y_m), \\ \dfrac{d\,\sigma_m}{d\,y_m} = 0 \end{cases} \qquad \text{zur Verfügung.}$$

Die Grenze jenes Lastbereiches, in welchem die primären Gleichgewichtslagen rein elastischen Verzerrungszuständen des Stabes entsprechen (die zugehörigen sekundären Gleichgewichtslagen sind jedoch durch das Auftreten bleibender Formänderungen im mittleren Stabquerschnitt gekennzeichnet!), ist durch die sogenannte „gefährliche" Spannung σ_{gef} (Punkt G) gegeben[12]). Unter der „gefährlichen" Belastung $P_{gef} = b\,h\,\sigma_{gef}$ wird am Innenrand in Stabmitte gerade die Stauchgrenze σ_s erreicht, und die mittlere Durchbiegung beträgt η_1 [s. Gl. (5)]. Zur Berechnung der „gefährlichen" Spannung dient die nachfolgende, aus der genauen Biegelinie abgeleitete Gleichung

$$\text{(15)} \qquad \left(\frac{\sigma_s}{\sigma_{gef}} - 1\right) \cos\left(\frac{2\,l}{h}\sqrt{\frac{3\,\sigma_{gef}}{E}}\right) - \frac{6\,a}{h} = 0.$$

Die „gefährliche" Belastung stellt für die „kritische" Last (Tragkraft) die untere Grenze, die Knicklast dagegen die obere Grenze dar $(P_{gef} \leqq P_{kr} \leqq P_k)$.

Die Berechnung der kritischen Belastung setzt die Kenntnis der Funktion $\sigma_m = f(y_m)$ voraus. Diese Funktion wird bei der strengen analytischen Lösung unter Berücksichtigung des Spannungsverlaufes im ganzen Stab, also unter Berücksichtigung der genauen Biegelinie, berechnet, kann allerdings nicht in der durch Gl. (14) angedeuteten expliziten Form dargestellt werden; hierbei kann die ausgebogene Stabachse unter der kritischen Axiallast je nach dem Spannungszustand im End- und Mittelquerschnitt (dies hängt von den Querschnittsabmessungen, der Stablänge und der Exzentrizität des Kraftangriffes ab) fünf verschiedene Gleichgewichtsformen annehmen, die getrennt betrachtet werden müssen. Die weitere Rechnung nach Gl. (14) führt dann zu zwei im allgemeinen transzendenten Gleichungen mit den Unbekannten σ_{kr} und y_{kr}, deren Auflösung sich recht zeitraubend gestaltet.

Beschränkt man sich hingegen auf eine näherungsweise Bestimmung der kritischen Belastung, so kann zur Vereinfachung der Lösung die Gleichgewichtsform der ausgebogenen Stabachse durch eine Sinushalbwelle, welche für den Grenzfall des rein zentrischen Kraftangriffes (Knickung) streng richtige Ergebnisse liefert, ersetzt werden. Der Annahme einer Sinushalbwelle als Biegelinie entspricht zwar an den Stabenden — im Gegensatz zu den wirklichen Verhältnissen — die Krümmung Null, doch stehen die nach dieser Näherungsberechnung ermittelten kritischen Lasten — wie später noch nachgewiesen wird — in sehr guter Übereinstimmung mit den entsprechenden Werten der strengen Lösung. An dieser Stelle sei übrigens bemerkt, daß die allen Grenzbedingungen besser entsprechende Annahme eines Teiles der Sinushalbwelle als Biegelinie zwar eine zeichnerische Lösung des Problems (z. B. für Stäbe aus Baustahl) wesentlich erleichtert[5]), jedoch für die rechnerische Behandlung — wie hier nicht näher ausgeführt werden kann — keine wesentlichen Vorteile birgt.

Die Gleichung der Sinuslinie lautet entsprechend dem angenommenen Koordinatensystem (Bild 1)

$$\text{(15)} \qquad y = (y_m - a) \cdot \sin\frac{\pi\,x}{2\,l} + a.$$

Die Krümmung ergibt sich daher zu

$$\text{(16)} \qquad \frac{1}{\varrho} \doteq y'' = -\frac{\pi^2}{4\,l^2}(y_m - a) \cdot \sin\frac{\pi\,x}{2\,l}.$$

Mittels dieses Näherungswertes für die Krümmung und der bereits abgeleiteten Zusammenhänge zwischen Krümmung, Axialspannung und Durchbiegung kann nun — ohne Rücksicht auf die Spannungsverhältnisse in allen Stabquerschnitten — im mittleren, meist beanspruchten Querschnitt $(x = l)$ für die beiden möglichen kritischen Spannungszustände eine funktionale Beziehung zwischen der Axialspannung σ_m und der mittleren Durchbiegung y_m gefunden werden.

Spannungszustand I:

Die Krümmung in Stabmitte erhält man einerseits aus Gl. (4), anderseits aus Gl. (16). Durch Gleichsetzung dieser Ausdrücke ergibt sich die nachfolgende Gleichung:

$$\text{(17)} \qquad \frac{1}{\varrho_m} = -\frac{\alpha_1}{(\beta_1 - y_m)^2} = -\frac{\pi^2}{4\,l^2}(y_m - a).$$

[12]) Vgl. hierzu den Diskussionsbeitrag von M. T. Huber zum Referat Roš auf der II. Int. Tagung f. Brückenbau u. Hochbau in Wien 1928 (Bericht S. 310 ff.).

Man erhält demnach für die mittlere Durchbiegung y_m eine Gleichung 3. Grades:

$$\text{(18)} \qquad \Phi_1 = (y_m - a)(\beta_1 - y_m)^2 - \frac{4\,\alpha_1\,l^2}{\pi^2} = 0.$$

Die zur Berechnung der kritischen Spannung erforderliche zweite Gleichung erhält man nach Gl. (14) zu

$$\text{(19)} \qquad \frac{d\,\sigma_m}{d\,y_m} = 0 = \frac{\partial\,\Phi_1}{\partial\,y_m} = (\beta_1 - y_m)\,[(\beta_1 - y_m) - 2\,(y_m - a)].$$

Da $y_m \neq \beta_1$ ist, kann die kritische Durchbiegung explizit als Funktion der kritischen Spannung dargestellt werden:

$$\text{(20)} \qquad y_m = y_{kr} = \frac{\beta_1}{3} + \frac{2\,a}{3}.$$

Bezeichnet man mit $k = \frac{h}{6}$ die Kernweite des Querschnittes und führt man für das Verhältnis aus Exzentrizität zu Kernweite die Bezeichnung

$$\text{(21)} \qquad m = \frac{a}{k}$$

ein, so ergibt sich aus Gl. (20) u. (3), wobei $\sigma_m = \sigma_{kr}$ zu setzen ist:

$$\text{(22)} \qquad \frac{y_{kr}}{h} = \frac{1}{6}\left(\frac{\sigma_s}{\sigma_{kr}} - 1\right) + \frac{m}{9}.$$

Führt man den Ausdruck für die kritische Durchbiegung in Gl. (18) ein, so erhält man für die kritische Axialspannung die nachfolgende Bestimmungsgleichung

$$\text{(23)} \qquad \sigma_{kr} = \frac{\pi^2\,E}{\lambda^2}\left[\frac{\left(\frac{\sigma_s}{\sigma_{kr}} - 1\right) - \frac{m}{3}}{\left(\frac{\sigma_s}{\sigma_{kr}} - 1\right)}\right]^3$$

wobei mit $\lambda = \frac{2\,l}{i}\left(i = \frac{h}{6}\sqrt{3}\ \ldots \text{Trägheitshalbmesser}\right)$ das Schlankheitsverhältnis des Stabes bezeichnet wird. Gl. (23) stellt eine Gleichung 4. Grades für die kritische Spannung σ_{kr} dar und ergibt im Grenzfalle $m = 0$ (zentrischer Kraftangriff) für die Knickspannung den Euler-Wert bzw. die Stauchgrenze

$$\text{(24)} \qquad \sigma_{kr} = \sigma_k = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \quad \text{bzw.} \quad \sigma_k = \sigma_s.$$

Von einer expliziten Darstellung der kritischen Spannung soll hier Abstand genommen werden. Gl. (23) bietet jedoch die Möglichkeit, die zu einer gegebenen Axialspannung und beliebigem Exzentrizitätsmaß m gehörige Schlankheit in einfacher Form explizit als Funktion dieser beiden Größen darzustellen:

$$\text{(25)} \qquad \lambda^2 = \frac{\pi^2\,E}{\sigma_{kr}}\left[\frac{\left(\frac{\sigma_s}{\sigma_{kr}} - 1\right) - \frac{m}{3}}{\left(\frac{\sigma_s}{\sigma_{kr}} - 1\right)}\right]^3.$$

Der Gültigkeitsbereich der Gl. (23) bzw. (25) ist durch die für den vorliegenden Spannungszustand maßgebende größte Durchbiegung η_2 (Gl. 6) gegeben. Aus der Beziehung

$$\text{(26)} \qquad \nu_{kr} = \eta_2 = \frac{h}{6}\left(\frac{\sigma_s}{\sigma_{kr}} - 1\right)\left(1 + \frac{2\,\sigma_{kr}}{\sigma_s}\right)$$

erhält man

$$\text{(27)} \qquad \frac{m}{3} = 1 - \frac{\sigma_{kr}}{\sigma_s}.$$

Führt man letzteren Wert in Gl. (25) ein, so erhält man die „Grenzschlankheit" des Bereiches in der Form

$$\text{(28)} \qquad \lambda_g^2 = \frac{\pi^2 E}{\sigma_{kr}}\left(1 - \frac{\sigma_{kr}}{\sigma_s}\right)^3.$$

Spannungszustand II:

Durch Gleichsetzung der Ausdrücke für die Krümmung in Stabmitte nach Gl. (10) u. (16) erhält man den funktionalen Zusammenhang zwischen der Axialspannung und der mittleren Durchbiegung:

$$\text{(29)} \qquad \frac{1}{\varrho_m} = -\frac{\alpha_2}{\sqrt{\beta_2 - y_m}} = -\frac{\pi^2}{4\,l^2}(y_m - a).$$

Für die mittlere Durchbiegung ergibt sich dann die nachfolgende Gleichung 3. Grades:

$$\text{(30)} \qquad \Phi_2 = (y_m - a)\sqrt{\beta_2 - y_m} - \frac{4\,\alpha_2\,l^2}{\pi^2} = 0.$$

Die zur Ermittlung der kritischen Spannung erforderliche zweite Gl. (14) erhält man aus

$$\text{(31)} \qquad \frac{d\,\sigma_m}{d\,y_m} = 0 = \frac{\partial\,\Phi_2}{\partial\,y_m} = 2\,(\beta_2 - y_m) - (y_m - a).$$

Die kritische Durchbiegung errechnet sich aus Gl. (31) zu

$$\text{(32)} \qquad y_m = y_{kr} = \frac{2\,\beta_2}{3} + \frac{a}{3}.$$

Nach Einführung des Exzentrizitätsmaßes m erhält man

$$\frac{y_{kr}}{h} = \frac{\sigma_s}{6\,\sigma_{kr}}\left(1 - \frac{\sigma_{kr}^2}{\sigma_s^2}\right) + \frac{m}{18}. \tag{33}$$

Führt man diesen Ausdruck in Gl. (30) ein, so ergibt sich für die kritische Axialspannung σ_{kr} die nachfolgende Bestimmungsgleichung

$$\sigma_{kr} = \frac{\left(\frac{\lambda^2\,\sigma_s}{\pi^2\,E}\right)^2 \sigma_s}{\left[\frac{\sigma_s}{\sigma_{kr}} - \frac{\sigma_{kr}}{\sigma_s} - \frac{2\,m}{3}\right]^3}. \tag{34}$$

Die kritische Spannung kann in diesem Falle [Gl. (34) ist vom 6. Grade] nicht explizit dargestellt werden. Aus Gl. (34) kann aber das einer vorgegebenen kritischen Spannung und einem gegebenen Exzentrizitätsmaß zugeordnete Schlankheitsverhältnis explizit als Funktion dieser beiden Größen dargestellt werden:

$$\lambda^2 = \frac{\pi^2\,E}{\sigma_s}\sqrt{\frac{\sigma_{kr}}{\sigma_s}\left(\frac{\sigma_s}{\sigma_{kr}} - \frac{\sigma_{kr}}{\sigma_s} - \frac{2\,m}{3}\right)^3}. \tag{35}$$

Der Gültigkeitsbereich der Gl. (34) bzw. (35) ist durch die für den betrachteten Spannungszustand maßgebenden Grenzen der kritischen Durchbiegung gegeben. Es gilt laut Gl. (12)

$$\eta_2 \leqq y_{kr} \leqq \eta_3. \tag{36}$$

Die untere Grenze ist identisch mit der oberen Grenze für den Spannungszustand I und führt zu Gl. (28). Setzt man

$$y_{kr} = \eta_3 = \frac{h\,\sigma_s}{4\,\sigma_{kr}}\left(1 - \frac{\sigma_{kr}^2}{\sigma_s^2}\right), \tag{37}$$

so erhält man aus Gl. (33) u. (35) zunächst $\lambda = 0$ und für die entsprechende kritische Spannung den Ausdruck

$$\sigma_{kr}^{(0)} = \frac{\sigma_s}{3}\left(\sqrt{m^2+9} - m\right). \tag{38}$$

Da in diesem Falle der Querschnitt vollständig plastiziert ist (die Krümmung ist theoretisch unendlich groß), stellt $\sigma_{kr}^{(0)}$ die für ein vorgegebenes Exzentrizitätsmaß m absolut größte Axialspannung dar. Es sei noch bemerkt, daß dieser Spannungswert von der Form der Biegelinie unabhängig und daher mit dem bei der strengen Lösung erhaltenen Ergebnis identisch ist.

Die der vorliegenden Untersuchung zugrunde liegende Spannungs-Dehnungs-Linie (Bild 2) gibt zwar mit ziemlicher Genauigkeit die Arbeitslinie eines Baustahls im elastischen Bereich und im Fließbereich wieder, schließt aber die Berücksichtigung des Verfestigungsbereiches aus. Die Ergebnisse des vorliegenden Verfahrens können daher das wirkliche Tragverhalten exzentrisch gedrückter Stäbe aus Baustahl nur für Verzerrungszustände, bei welchen noch keine Verfestigung des Werkstoffes eingetreten ist, einigermaßen genau beschreiben. Im Falle eines rechteckigen Stabquerschnitts entspricht die Stauchung $\varepsilon_i^{(m)}$ am Innenrand in Stabmitte der größten Formänderung. Nimmt man an, daß die Verfestigung eines Baustahls bei einer Stauchung ε_V gleich einem Vielfachen p der Stauchung an der Fließgrenze beginnt, und setzt man diesen Wert gleich der Stauchung am Innenrand in Stabmitte, also

$$\varepsilon_V = p\,\varepsilon_s = \varepsilon_i^{(m)}, \tag{39}$$

so kann für die beiden kritischen Spannungszustände zunächst das der Bedingungsgleichung (39) entsprechende Exzentrizitätsmaß m und in weiterer Folge das zugehörige Schlankheitsverhältnis λ ermittelt werden.

Spannungszustand I:

Die Stauchung am Innenrand in Stabmitte ergibt sich aus Gl. (2), wobei $y = y_m$ zu setzen ist. Dann ist nach Gl. (39)

$$\varepsilon_i^{(m)} = \left(1 + \frac{e_1}{c_1}\right)\varepsilon_s = p\,\varepsilon_s. \tag{40}$$

Für den kritischen Gleichgewichtszustand ist $\sigma_m = \sigma_{kr}$ und $y_m = y_{kr}$ zu setzen, nud man erhält zunächst das Exzentrizitätsmaß zu

$$m = 3\left(\frac{\sigma_s}{\sigma_{kr}} - 1\right)\left(1 + \frac{1 - \frac{\sigma_{kr}}{\sigma_s}}{p-1}\right)\left[1 - \sqrt{1 - \frac{1}{\left(1 + \frac{1 - \frac{\sigma_{kr}}{\sigma_s}}{p-1}\right)^2}}\right]. \tag{41}$$

Führt man diesen Wert in Gl. (25) ein, so ergibt sich das der Bedingung Gl. (40) entsprechende Schlankheitsverhältnis zu

$$\lambda_p^2 = \frac{\pi^2\,E}{\sigma_{kr}}\left\{\frac{\left(1 - \frac{\sigma_{kr}}{\sigma_s}\right)}{(p-1)}\left[\sqrt{1 + \frac{2\,(p-1)}{\left(1 - \frac{\sigma_{kr}}{\sigma_s}\right)}} - 1\right]\right\}^3. \tag{42}$$

Spannungszustand II:

Die Stauchung am Innenrand in Stabmitte berechnet sich nach Gl. (8), wobei $y = y_{kr}$ zu setzen ist, und nach Gl. (39) zu

$$\varepsilon_i^{(m)} = \left(1 + \frac{e_2}{c_2}\right)\varepsilon_s = p\,\varepsilon_s. \tag{43}$$

Aus dieser Bedingung ergibt sich das entsprechende Exzentrizitätsmaß zu

$$m = \frac{3}{2\,p^2}\left(\frac{\sigma_s}{\sigma_{kr}} + 1\right)\left[p^2\left(1 - \frac{\sigma_{kr}}{\sigma_s}\right) - \left(1 + \frac{\sigma_{kr}}{\sigma_s}\right)\right]. \tag{44}$$

Führt man diesen Ausdruck in Gl. (35) ein, so erhält man das zugeordnete Schlankheitsverhältnis λ_p in der Form

$$\lambda_p^2 = \frac{\pi^2\,E}{p^3\,\sigma_{kr}}\left(1 + \frac{\sigma_{kr}}{\sigma_s}\right)^3. \tag{45}$$

Zusammenstellung der Formeln:

Die einer vorgegebenen Axialspannung σ_{kr} und einem gegebenen Exzentrizitätsmaß m zugeordnete Gleichgewichtsschlankheit eines exzentrisch gedrückten Stabes aus einem „Ideal"-Stahl (gegeben ist die Fließgrenze σ_s und der Elastizitätsmodul E) berechnet sich je nach der Größe des Exzentrizitätsmaßes aus einer der beiden nachstehend angegebenen Formeln:

Formel (I)

$$\lambda^2 = \frac{\pi^2\,E}{\sigma_{kr}}\left[\frac{\left(\frac{\sigma_s}{\sigma_{kr}} - 1\right) - \frac{m}{3}}{\left(\frac{\sigma_s}{\sigma_{kr}} - 1\right)}\right]^3$$

wenn ... $\lambda^2 - \dfrac{\pi^2\,E\,m^3}{9\,\sigma_s\,(3-m)} > 0.$

Formel (II)

$$\lambda^2 = \frac{\pi^2\,E}{\sigma_s}\sqrt{\frac{\sigma_{kr}}{\sigma_s}\left[\frac{\sigma_s}{\sigma_{kr}} - \frac{\sigma_{kr}}{\sigma_s} - \frac{2\,m}{3}\right]^3}$$

wenn ... $\lambda^2 - \dfrac{\pi^2\,E\,m^3}{9\,\sigma_s\,(3-m)} < 0.$

Man erkennt, daß für sehr große Exzentrizitätsmaße $m \geqq 3$ nur die Formel (II) zu verwenden ist.

Es könnte zunächst als Nachteil empfunden werden, daß nicht die kritische Spannung, sondern nur das Schlankheitsverhältnis explizit darstellbar ist, doch ist dieser Umstand beim Entwurf eines Diagramms (s. Abschnitt III) gleichgültig, und im praktisch wichtigeren Falle der Querschnittsbemessung erweist sich sogar die letztere Gestaltung als vorteilhafter (s. Abschnitt V).

III. Diagramme der kritischen Spannungen für die „Ideal"-Stähle St_I 37 und St_I 52.

Die zur Berechnung der Tragfähigkeit exzentrisch gedrückter Stäbe aus einem „Ideal"-Stahl angegebenen Formeln (I) und (II) sind zwar sehr einfach, gestatten aber keinen unmittelbaren Vergleich mit den weitaus schwieriger bestimmbaren Ergebnissen der strengen Lösung. Es scheint daher notwendig, den Zusammenhang zwischen der kritischen Spannung σ_{kr}, dem Exzentrizitätsmaß m und dem Schlankheitsverhältnis λ übersichtlich darzustellen; zu den beiden unabhängig Veränderlichen m und λ treten noch zwei weitere, nämlich die Fließgrenze σ_s und der Elastizitätsmodul E hinzu. Der Einfluß der beiden letzteren, die Werkstoffeigenschaften kennzeichnenden Größen auf die kritische Spannung kann nur durch Vergleich der Ergebnisse für verschiedene Formänderungsgesetze festgestellt werden. Nachfolgend werden die Rechnungen für zwei „Ideal"-Stähle durchgeführt; für den Elastizitätsmodul und die Fließgrenze werden die den genormten Stahlsorten (Deutsche Normung) Flußstahl St 37 und Baustahl St 52 entsprechenden Werte gewählt: $E = 2100000$ kg/cm² und $\sigma_s = 2400$ kg/cm² bzw. 3600 kg/cm². Die diese Eigenschaften und ein Formänderungsgesetz nach Bild 2 aufweisenden Stahlsorten sollen in Hinkunft als „Ideal"-Stahl St_I 37 und „Ideal"-Stahl St_I 52 bezeichnet werden.

Die Ergebnisse der Berechnung sind in Bild 6 u. 7 graphisch dargestellt. Die kritische Spannung $\sigma_{kr} = \psi(\lambda, m)$ wurde für die Exzentrizitätsmaße $m = 0{,}10$ bis 4,00 und für die Schlankheitsverhältnisse $\lambda = 0$ bis 200 ermittelt. Die Linie der Knickspannungen wird für $0 \leqq \lambda \leqq \lambda_s = \sqrt{\frac{\pi^2\,E}{\sigma_s}}$ aus der zur λ-Achse parallelen Geraden $\sigma_k = \sigma_s$ und für $\lambda \geqq \lambda_s$ aus der Eulerhyperbel $\sigma_k = \frac{\pi^2\,E}{\lambda^2}$ gebildet. Die Gültigkeitsbereiche (I) und (II) der Formeln (I) und (II) sind durch die „Grenzkurve" (analytische Form s. Gl. 28) voneinander geschieden. Ferner sind die Werte der kritischen Spannung für die „Ideal"-Stähle St_I 37 und St_I 52 in Tafel I und II in Abhängigkeit vom Exzentrizitätsmaß und vom Schlankheitsverhältnis bis auf 10 kg/cm² genau (dies genügt für praktische Zwecke vollkommen und erhöht außerdem die Übersichtlichkeit der Tafelwerte) angegeben. Für Exzentrizitätsmaße und Schlankheitsverhältnisse, welche zwischen den Tafelwerten liegen, kann geradlinig interpoliert werden. Ein Vergleich der Ergebnisse des vorliegenden Näherungsverfahrens mit den entsprechenden Werten der strengen Lösung[9]) zeigt eine sehr gute Übereinstimmung: Die Spannungswerte für $\lambda = 0$ sind nach Gl. (38) identisch. Für $\lambda = \infty$ ergibt sich natürlich in beiden Fällen der Wert $\sigma_{kr} = 0$. Für zwischen diesen Grenzen liegende Schlankheitsverhältnisse bleiben die größten Abweichungen in der kritischen Spannung unter 3%, sind also praktisch bedeutungslos.

Tafel I. Kritische Spannungen σ_{kr} in t/cm² für $\sigma_s = 2{,}4$ t/cm², $E = 2100$ t/cm² ($St_i 37$).

λ \ m	0,10	0,25	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00
0	2,32	2,21	2,03	1,87	1,73	1,60	1,48	1,38	1,29	1,13	1,00	0,89	0,80
20	2,28	2,13	1,92	1,75	1,61	1,50	1,39	1,29	1,20	1,05	0,94	0,84	0,76
30	2,26	2,09	1,85	1,68	1,54	1,42	1,32	1,23	1,15	1,01	0,90	0,80	0,73
40	2,23	2,04	1,78	1,60	1,46	1,34	1,25	1,16	1,09	0,96	0,85	0,77	0,70
50	2,20	1,97	1,70	1,52	1,38	1,27	1,17	1,10	1,03	0,91	0,81	0,73	0,66
60	2,15	1,89	1,62	1,43	1,30	1,19	1,10	1,03	0,97	0,85	0,77	0,69	0,63
70	2,07	1,81	1,52	1,34	1,21	1,11	1,03	0,96	0,91	0,80	0,72	0,66	0,60
80	1,97	1,69	1,42	1,25	1,13	1,04	0,96	0,90	0,85	0,75	0,68	0,62	0,57
90	1,83	1,56	1,31	1,16	1,05	0,96	0,89	0,84	0,79	0,71	0,64	0,59	0,54
100	1,65	1,42	1,20	1,07	0,97	0,89	0,83	0,78	0,73	0,66	0,60	0,55	0,51
110	1,46	1,28	1,10	0,98	0,89	0,82	0,77	0,72	0,68	0,62	0,56	0,52	0,48
120	1,28	1,14	1,00	0,89	0,82	0,76	0,71	0,67	0,63	0,58	0,53	0,49	0,45
130	1,13	1,02	0,90	0,81	0,75	0,70	0,66	0,62	0,59	0,54	0,50	0,46	0,42
140	0,99	0,91	0,81	0,74	0,69	0,64	0,61	0,58	0,55	0,50	0,47	0,43	0,40
150	0,87	0,81	0,73	0,68	0,63	0,59	0,56	0,54	0,51	0,47	0,44	0,40	0,38
160	0,78	0,73	0,66	0,62	0,58	0,55	0,52	0,50	0,47	0,44	0,41	0,38	0,36
170	0,69	0,65	0,60	0,57	0,53	0,51	0,48	0,46	0,44	0,41	0,38	0,36	0,34
180	0,62	0,59	0,55	0,52	0,49	0,47	0,44	0,43	0,41	0,38	0,36	0,34	0,32
190	0,56	0,53	0,50	0,48	0,45	0,43	0,41	0,40	0,38	0,36	0,34	0,32	0,30
200	0,51	0,48	0,46	0,44	0,42	0,40	0,38	0,37	0,36	0,34	0,32	0,30	0,28

Um den Einfluß der Vernachlässigung des bei jedem Baustahl vorhandenen Verfestigungsbereiches auf die vorliegenden Ergebnisse kennenzulernen, werden alle jene kritischen Gleichgewichtslagen ermittelt, bei denen die Formänderung am Innenrand in Stabmitte jener Stauchung entspricht, bei welcher eine Verfestigung eintreten würde. Nimmt man an, daß die Verfestigung bei einer Stauchung $\varepsilon_V = 10\,‰ = \varepsilon_i^{(m)}$ (s. Gl. 39) einsetzen würde, so ist die dieser Bedingung entsprechende Kurve nach Gl. (42) im Bereich (I) und nach Gl. (45) im Bereich (II) zu ermitteln.

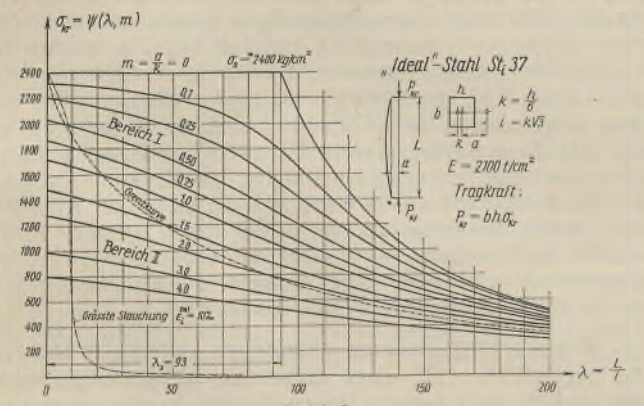


Bild 6.

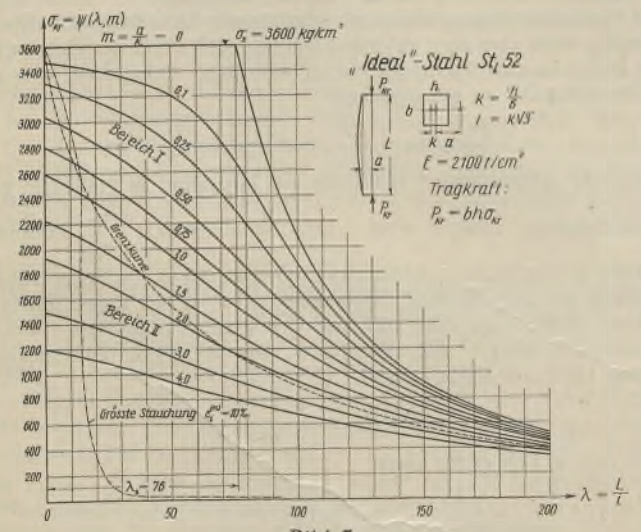


Bild 7.

Diese Linie größter Stauchung ist in Bild 6 u. 7 eingezeichnet. Man erkennt, daß derartige Formänderungen selbst bei großen Exzentrizitätsmaßen nur in sehr gedrungenen Stäben (für $St_i 37$ . . . $\lambda < 10$, für $St_i 52$ . . . $\lambda < 14$) auftreten. Würde man den Beginn des Verfestigungsbereiches bei einer noch kleineren Stauchung etwa $\varepsilon_V = 6\,‰$ (dies entspräche dem von Roš-Brunner[4]) verwendeten Baustahl von „durchschnittlicher Qualität") annehmen, dann würden derartige Formänderungen bereits bei Stäben mit einem Schlankheitsverhältnis $\lambda \leqq 25$ bzw. $\lambda \leqq 30$ auftreten. Daraus folgt, daß auch unter sehr ungünstigen Umständen,

Tafel II. Kritische Spannungen σ_{kr} in t/cm² für $\sigma_s = 3{,}6$ t/cm², $E = 2100$ t/cm² ($St_i 52$).

λ \ m	0,10	0,25	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00
0	3,48	3,31	3,05	2,81	2,59	2,40	2,23	2,07	1,93	1,69	1,49	1,33	1,20
20	3,41	3,17	2,84	2,58	2,37	2,19	2,03	1,89	1,77	1,55	1,38	1,23	1,11
30	3,36	3,08	2,71	2,45	2,23	2,05	1,91	1,78	1,66	1,46	1,30	1,17	1,06
40	3,30	2,96	2,57	2,30	2,08	1,91	1,77	1,66	1,55	1,37	1,22	1,10	1,00
50	3,21	2,82	2,41	2,14	1,93	1,77	1,64	1,53	1,44	1,27	1,14	1,03	0,94
60	3,06	2,64	2,23	1,97	1,78	1,63	1,51	1,41	1,32	1,18	1,06	0,96	0,88
70	2,84	2,42	2,03	1,80	1,62	1,49	1,38	1,29	1,22	1,09	0,98	0,90	0,82
80	2,54	2,18	1,83	1,63	1,47	1,36	1,26	1,18	1,12	1,00	0,91	0,84	0,77
90	2,19	1,91	1,64	1,46	1,33	1,23	1,15	1,08	1,02	0,92	0,84	0,78	0,72
100	1,87	1,66	1,45	1,31	1,20	1,12	1,04	0,99	0,93	0,85	0,78	0,72	0,67
110	1,59	1,45	1,28	1,17	1,08	1,01	0,95	0,90	0,85	0,78	0,72	0,67	0,62
120	1,36	1,26	1,14	1,04	0,97	0,91	0,86	0,82	0,78	0,72	0,66	0,62	0,58
130	1,17	1,10	1,01	0,93	0,88	0,83	0,78	0,75	0,71	0,66	0,61	0,57	0,54
140	1,02	0,97	0,90	0,84	0,79	0,75	0,71	0,68	0,65	0,61	0,57	0,53	0,50
150	0,89	0,85	0,80	0,75	0,72	0,68	0,65	0,62	0,60	0,56	0,53	0,49	0,47
160	0,79	0,76	0,72	0,68	0,65	0,62	0,59	0,57	0,55	0,52	0,49	0,46	0,44
170	0,70	0,68	0,64	0,61	0,59	0,56	0,54	0,52	0,51	0,48	0,45	0,43	0,41
180	0,63	0,61	0,58	0,56	0,54	0,51	0,50	0,48	0,47	0,44	0,42	0,40	0,38
190	0,57	0,55	0,53	0,51	0,49	0,47	0,46	0,44	0,43	0,41	0,39	0,37	0,36
200	0,51	0,50	0,48	0,46	0,45	0,44	0,42	0,41	0,40	0,38	0,36	0,35	0,34

d. h. unter der Annahme eines außergewöhnlich kleinen Fließbereiches in allen praktisch vorkommenden Fällen (Stäbe mit einem Schlankheitsverhältnis $\lambda < 30$ gelangen wohl nur sehr selten zur Ausführung) die kritische Spannung erreicht wird, bevor eine Verfestigung eintreten könnte. Die Vernachlässigung des Verfestigungsbereiches hat daher auf die Größe der kritischen Spannung von Stäben mit einem Schlankheitsverhältnis $\lambda > 30$ keinen Einfluß. Die durch die Annahme der Gültigkeit des Hookeschen Gesetzes bis zur Fließgrenze an Stelle des wirklichen Verlaufes der Arbeitslinie bewirkten Abweichungen in der kritischen Spannung werden im folgenden Abschnitt besprochen.

IV. Anwendung des Verfahrens auf Stäbe aus Baustahl.

Der Einfluß des Formänderungsgesetzes eines Baustahls auf die Größe der kritischen Spannungen zeigt sich am deutlichsten im Verlauf der Knickspannungslinie. Für einen Baustahl mit einem ausgeprägten Fließbereich, welcher bei den derzeit gebräuchlichen Stahlsorten immer vorhanden ist (Arbeitslinie s. Bild 8; der Verfestigungsbereich ist strichliert eingezeichnet), erhält man nach Engeßer-Kármán die in Bild 9 dargestellte Knickspannungslinie. Die Knickspannungslinie zweigt in der Höhe der Proportionalitätsgrenze σ_P von der Euler-Hyperbel ab und erreicht bei $\lambda = 0$ die Stauchgrenze σ_s (vollgezeichnete Linie). Der oberhalb der Stauchgrenze liegende, strichliert eingezeichnete Ast der Knickspannungslinie entspricht dem Verfestigungsbereich des Werkstoffes. Man erhält demnach für kleine Schlankheitsverhältnisse drei verschiedene Werte für die Knickspannung. Hartmann konnte diesen scheinbaren Widerspruch der Engeßer-Kármánschen Theorie aufklären[13]) und kommt zu dem Schlusse, daß die schon beim kleinsten dieser Spannungswerte (dieser liegt auf der vollgezeichneten Linie σ_k') vorhandene Labilität wohl kaum überwunden werden kann, so daß die oberhalb der Stauchgrenze liegenden Knickspannungswerte für die Praxis keine Bedeutung besitzen. Bei den derzeit gebräuchlichen Stahlsorten sind übrigens die nach der Engeßer-Kármánschen Theorie berechneten oberhalb der Stauchgrenze liegenden Knickspannungen sehr kleinen Schlankheitsverhältnissen ($\lambda < 20$) zugeordnet; derart gedrungene Stäbe kommen aber auch für die Praxis kaum in Frage.

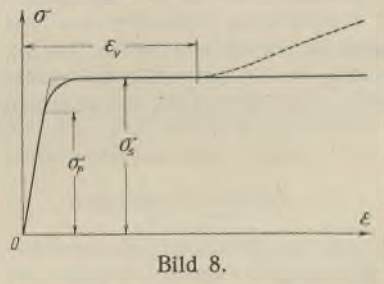


Bild 8.

Für die weitere Untersuchung kommt daher nur die in Bild 9 vollgezeichnete Knickspannungslinie σ_k' in Betracht, die nur vom Verlauf der Arbeitslinie zwischen Proportionalitäts- und Stauchgrenze abhängig ist und daher auch unter Zugrundelegung der in Bild 8 vollgezeichneten, nahezu ideal-plastischen Spannungs-Dehnungs-Linie erhalten wird. Bei ein und derselben Stahlsorte ist nun der Verlauf der Arbeitslinie zwischen Proportionalitäts- und Stauchgrenze recht schwankend, so daß auch die Knickspannungslinie in diesem Bereich — wobei von Schwankungen in der Höhe der Fließgrenze selbst und dem Auftreten einer oberen und unteren Fließgrenze zunächst abgesehen werden soll — keineswegs eindeutig festliegt. Diese für die derzeit gebräuchlichen Baustähle durch Versuche verhältnismäßig noch wenig geklärten Verhältnisse zwingen

[13]) F. Hartmann, Schlußbericht des I. Int. Kongr. f. Brücken- u. Hochbau in Paris, 1932, S. 40.

zu mehr oder weniger ungünstigen Annahmen in der Wahl der Arbeitslinie bzw. der Knickspannungslinie. Dieser Hinweis mag genügen, um die Bedeutung des Formänderungsgesetzes eines Baustahls für die vorliegende Untersuchung im richtigen Sinne einzuschätzen.

Bei den Versuchen des Deutschen Stahlbau-Verbandes beispielsweise wurden Baustähle verwendet, welche nahezu bis zur Stauchgrenze dem Hookeschen Gesetz folgen[11]). In diesem Falle verläuft die Knickspannungslinie bis nahe an die Stauchgrenze nach der Euler-Hyperbel und die Unterschiede gegenüber der Knickspannungslinie des „Ideal"-Stahls gleicher Stauchgrenze (in Bild 9 dünn eingezeichnet) sind unwesentlich; dann können auch die nach den Formeln (I) bzw. (II) berechneten kritischen Spannungen σ_{kr} mit praktisch ausreichender Genauigkeit (größter Fehler etwa $+4\,\%$) verwendet werden.

Zur Feststellung des Einflusses, den eine vom Formänderungsgesetz des Ideal-Stahls stärker abweichende Spannungs-Dehnungs-Linie auf die Größe der kritischen Spannung eines exzentrisch gedrückten Stabes besitzt, müßte demnach die Untersuchung bei derselben Stahlsorte (Stauchgrenze und Elastizitätsmodul bleiben unverändert) für mehrere, zwischen Proportionalitäts- und Stauchgrenze verschieden verlaufende Arbeitslinien vorgenommen werden. Die dem geänderten Formänderungsgesetz entsprechenden kritischen Spannungen σ_{kr}' weichen mehr oder weniger von den für den Ideal-Stahl ermittelten Werten σ_{kr} ab. Man kann nun diese Abweichungen $\Delta\sigma_{kr}$ rein qualitativ als Funktion der Schlankheit und des Exzentrizitätsmaßes angeben. In Bild 9 sind die Linien der kritischen Spannung σ_{kr} (Ideal-Stahl) und σ_{kr}' (Baustahl nach Bild 8) für ein bestimmtes Exzentrizitätsmaß m als Funktion der Schlankheit dargestellt.

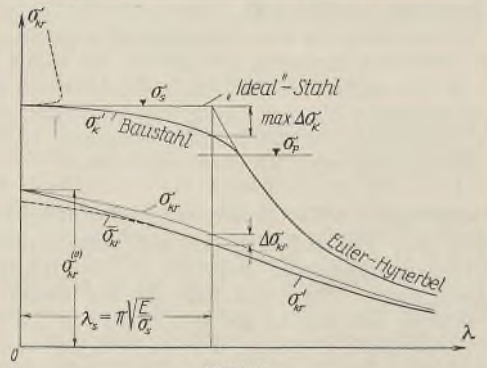


Bild 9.

Diese Linien besitzen für $\lambda = 0$ dieselbe Ordinate $\sigma_{kr}^{(0)}$ (Gl. 38) und haben die λ-Achse als Asymptote. Der Unterschied zwischen den Spannungswerten $(\sigma_{kr} - \sigma_{kr}') = \Delta\sigma_{kr}$ wächst mit zunehmender Schlankheit von Null bis zu einem Höchstwert und nimmt schließlich wieder auf Null ab ($\lambda = \infty$). Die Spannungsdifferenzen sind aber auch vom Exzentrizitätsmaß m abhängig; sie nehmen mit wachsendem Exzentrizitätsmaß ab und erreichen für $m \to \infty$ ($\sigma_{kr} = 0$, Fall der reinen Biegung)[14]) den Wert Null. Für die Knickspannungslinien ergibt sich der größte Spannungsunterschied $\max \Delta\sigma_k$ für $\lambda_s = \sqrt{\frac{\pi^2 E}{\sigma_s}}$. Die Form der Knickspannungslinie σ_k' ist kennzeichnend für den Verlauf der Arbeitslinie zwischen Proportionaltäts- und Stauchgrenze; je weniger die Spannungs-Dehnungs-Linie von der Arbeitslinie des „Idealstahls" abweicht, desto kleiner wird $\max \Delta\sigma_k$ und damit auch die Differenz $\Delta\sigma_{kr}$ in den kritischen Spannungen. Es ist daher naheliegend, die größte Differenz in den Knickspannungen als Maß für die Spannungsunterschiede $\Delta\sigma_{kr}$ anzusehen.

Mit einer praktischen Erfordernissen entsprechenden Annäherung kann bei der vorliegenden Aufgabe dem Formänderungsgesetz des Baustahls durch Einführung eines „ideellen" Exzentrizitätsmaßes $\bar{m} > m$ Rechnung getragen werden. Dieses „ideelle" Exzentrizitätsmaß $\bar{m}$ müßte der einem gegebenen Exzentrizitätsmaß entsprechenden größten Spannungsdifferenz $\max \Delta\sigma_{kr}$ gemäß gewählt werden und ergibt die aus den Formeln (I) bzw. (II) (hier ist sinngemäß $\bar{m}$ statt m einzuführen) berechnete, in Bild 9 strichliert eingezeichnete $\bar{\sigma}_{kr}$-Linie; man rechnet dann zwar im Bereich kleiner Schlankheitsverhältnisse etwas zu ungünstig (man erhält zu kleine Spannungswerte), doch spielen gerade die kleinen Schlankheitsverhältnisse ($\lambda < 30$) praktisch keine Rolle. Da die Spannungsunterschiede $\Delta\sigma_{kr}$ von $\max \Delta\sigma_k$ und m abhängig sind, wäre $\bar{m}$ als Funktion dieser Größen anzusehen. Nimmt man bei der Aufstellung eines einfachen analytischen Ausdrucks für $\bar{m}$ auf sehr kleine Exzentrizitätsmaße (etwa $m < 0{,}1$) keine Rücksicht, so könnte das „ideelle" Exzentrizitätsmaß in der Form

$$\bar{m} = m\left[1 + \frac{\max \Delta\sigma_k}{\sigma_s} \cdot \frac{K}{\varphi(m)}\right] \tag{46}$$

dargestellt werden (K ist eine Konstante); hierbei muß für $m = \infty \ldots$ $\bar{m} = m$, d. h. $\frac{m}{\varphi(m)} = 0$ werden. Die Funktion $\varphi(m)$ muß also im einfachsten Falle eine rationale Funktion vom mindestens 2. Grade sein.

Zur Bestimmung der Funktion $\varphi(m)$ und der Konstanten K können die Ergebnisse des von Hartmann entwickelten graphischen Näherungsverfahrens[5]) für exzentrisch gedrückte Stäbe aus einem Baustahl St 37 ($\sigma_s = 2400$ kg/cm², sehr „weicher" Verlauf der Arbeitslinie zwischen Proportionalitäts- und Fließgrenze) herangezogen werden[15]). Man erhält dann genau genug

$$\bar{m} = m\left[1 + \frac{6 \max \Delta\sigma_k}{\sigma_s (1+m)^2}\right]. \tag{47}$$

Nimmt man in erster Näherung an, daß die Funktion $\varphi(m)$, die die Abnahme der jeweils größten Spannungsdifferenz $\Delta\sigma_{kr}$ mit zunehmendem Exzentrizitätsmaß wiedergibt, mit der Stahlsorte nur wenig veränderlich ist, so hängt $\bar{m}$ in erster Linie von der größten Differenz in den Knickspannungen $\max \Delta\sigma_k$ und der Stauchgrenze σ_s ab. Gl. (47) besitzt dann eine sehr große Allgemeingültigkeit und kann näherungsweise auch bei anderen Baustählen angewendet werden.

Nach den obigen Ausführungen ist für einen exzentrisch gedrückten Stab aus einem Baustahl, dessen Knickspannungslinie eine größte Differenz $\max \Delta\sigma_k$ gegenüber der Knickspannungslinie des „Ideal"-Stahls gleicher Stauchgrenze σ_s und gleichen Elastizitätsmoduls E aufweist, das Exzentrizitätsmaß $m = \frac{a}{k}$ auf den durch Gl. (47) gegebenen Wert $\bar{m}$ zu erhöhen. Das der kritischen Axialspannung $\bar{\sigma}_{kr}$ zugeordnete Schlankheitsverhältnis λ ist dann aus Formel (I) bzw. (II) zu ermitteln, wobei m durch $\bar{m}$ zu ersetzen ist. Die abgeleiteten Beziehungen gelten mit praktisch ausreichender Genauigkeit für $m \geqq 0{,}1$ und $\lambda \geqq 30$. Die in den Tafeln I und II angegebenen Spannungswerte sind dann ganz allgemein für jeden Stahl St 37 bzw. St 52 verwendbar, wenn statt m das „ideelle" Exzentrizitätsmaß $\bar{m}$ genommen wird. Es sei nochmals ausdrücklich hervorgehoben, daß dieses Näherungsverfahren im Bereich kleiner Schlankheitsverhältnisse zu kleine Spannungswerte ergibt, daß man also zu ungünstig rechnet. Bei der Anwendung des Verfahrens der „ideellen" Exzentrizitätsmaße auf andere Baustähle ist der zu erwartende größte Fehler für kleine Schlankheitsverhältnisse ($\lambda \sim 30$) mit etwa $-10\,\%$ des wahren Spannungswertes zu veranschlagen, für größere Schlankheitsverhältnisse sind jedoch die Abweichungen weitaus kleiner[16]).

V. Querschnittsbemessung exzentrisch gedrückter Stäbe.

Die Tragkraft $P_T = P_{kr}$ eines exzentrisch gedrückten Stabes erhält man aus dem Produkt kritische Spannung mal Querschnittsfläche. Die Gebrauchslast P ist dann so zu wählen, daß gegen Erreichen des kritischen Gleichgewichtszustandes eine bestimmte Sicherheit vorhanden ist; gleichzeitig muß aber auch gefordert werden, daß unter der Gebrauchslast keine bleibenden Formänderungeu auftreten. Bezeichnet man mit ν die Sicherheitszahl, so gilt demnach

$$\frac{P}{F} = \sigma_m = \frac{\sigma_{kr}}{\nu} \quad \text{und} \quad \sigma_m \leqq \sigma_{gef}, \tag{48}$$

da unter der „gefährlichen" Belastung am Innenrand in Stabmitte gerade die Stauchgrenze erreicht wird. Der Verhältniswert $\frac{\sigma_{kr}}{\sigma_{gef}}$ besitzt bei unveränderlichem Exzentrizitätsmaß m = konst. seinen Größtwert für $\lambda = 0$ und nimmt mit zunehmender Schlankheit ($\lambda \to \infty$) auf 1 ab; dieser Verhältniswert ändert sich aber auch mit dem Exzentrizitätsmaß und besitzt für $m = 0$ den Wert 1 und für $m = \infty$ den Wert 1,5. Die gefährliche Spannung für $\lambda = 0$ ergibt sich aus Gl. (15) zu

$$\sigma_{gef}^{(0)} = \frac{\sigma_s}{1+m}. \tag{49}$$

Aus Gl. (38) u. (49) erhält man

$$\frac{\sigma_{kr}^{(0)}}{\sigma_{gef}^{(0)}} = \frac{1}{3}(m+1)\left(\sqrt{m^2+9} - m\right). \tag{50}$$

---

[11]) Die Linie $m = \infty$ entspricht der λ-Achse. In diesem Falle ist der Querschnitt vollständig plastiziert, d. h. die Spannungsverteilung ergibt sich aus Bild 4 für $\sigma_m = 0$ und $c_2 = 0$.

[15]) Herr Prof. Dr. F. Hartmann stellte mir zu diesem Zwecke sein noch nicht veröffentlichtes Diagramm der kritischen Spannungen freundlichst zur Verfügung.

[16]) Für sehr kleine Exzentrizitätsmaße ($m < 0{,}1$) kann das „ideelle" Exzentrizitätsmaß auch in der Form $\bar{m} \doteq m + \left(\frac{\max \Delta\sigma_K}{\sigma_s}\right)^2$ dargestellt werden. Über die Ableitung dieser Formel, welche mit ausreichender Genauigkeit (größter Fehler $\pm 6\,\%$) auch für größere Exzentrizitätsmaße ($m > 0{,}1$) an Stelle der Gl. (47) verwendet werden kann, soll a. a. O. ausführlich berichtet werden.

Die Funktion Gl. (50) besitzt für $m=4$ ein analytisches Maximum. Der entsprechende größte Funktionswert wäre in diesem Falle als kleinste Sicherheit anzusehen und ergibt sich zu

$$\max \frac{\sigma_{kr}^{(0)}}{\sigma_{gef}^{(0)}} = \frac{5}{3} \leqq \nu. \tag{51}$$

Man beachte, daß die von der Deutschen Normung vorgeschriebene kleinste Knicksicherheitszahl (für $\lambda=0$) nur etwas größer ist als der obige Wert ($1{,}71 > 1{,}67$). Ganz allgemein sollte also nach den obigen Ausführungen die Sicherheitszahl für gedrungene Stäbe, bei denen sich der Einfluß eines exzentrischen Kraftangriffs auch besonders bemerkbar macht, größer gewählt werden als für schlanke Stäbe[17]).

Setzt man die Sicherheitszahl eines exzentrisch gedrückten Stabes gleich der Knicksicherheitszahl des zentrisch gedrückten Stabes gleicher Schlankheit und führt den Verhältniswert

$$\varkappa = \frac{\sigma_k}{\sigma_{kr}} \tag{52}$$

ein, so ergibt sich mit Verwendung der „Knickzahl" ω die nachfolgende, den Deutschen Berechnungsvorschriften für zentrisch gedrückte Stäbe angepaßte Bemessungsformel

$$\varkappa\,\omega \cdot \frac{P}{F} \leqq \sigma_{zul}. \tag{53}$$

Bei der Berechnung der $\varkappa$-Werte für die normenmäßigen (Deutsche Vorschriften) Stähle Flußstahl St 37 und Baustahl St 52 wäre nach dem angegebenen Näherungsverfahren für das „ideelle" Exzentrizitätsmaß $\bar{m}$ (Gl. 47) die erste bzw. die zweite der nachfolgenden Formeln zu verwenden:

$$\text{St 37} \ldots \bar{m} = m\left[1 + \frac{0{,}675}{(1+m)^2}\right] \tag{54}$$

$$\text{St 52} \ldots \bar{m} = m\left[1 + \frac{1{,}014}{(1+m)^2}\right]. \tag{55}$$

Zur Ermittlung der kritischen Spannungen ist dann die Formel (I) bzw. (II) heranzuziehen oder es kann auch die Tafel I bzw. II benutzt werden, wobei dort m durch $\bar{m}$ zu ersetzen ist. Die Verhältniszahlen $\varkappa$ können demnach für jeden Einzelfall rasch ermittelt werden, so daß ihre Wiedergabe in tabellarischer Form nicht unbedingt nötig erscheint[18]). Es sei nur erwähnt, daß die größten Abweichungen zwischen den $\varkappa$-Werten für die Stahlsorten St 37 und St 52 bei dem Schlankheitsverhältnis $\lambda=100$ auftreten; bei diesem Schlankheitsgrad sind die Verhältniszahlen $\varkappa$ für St 52 um 16% ($m=0{,}1$) bis 25% ($m=4$) kleiner als die entsprechenden Werte für St 37. Die $\varkappa$-Werte sind also in nicht unerheblichem Maße von der Stahlsorte abhängig. Auf diesen Umstand sei ausdrücklich hingewiesen, da erst kürzlich vorgeschlagen wurde, die für ein bestimmtes Formänderungsgesetz ermittelten $\varkappa$-Werte auch für andere Stahlsorten zu verwenden[2]). Diese einschränkende Annahme ist bei dem vorliegenden Verfahren nicht notwendig, da die Formeln (I) bzw. (II) ganz allgemein gelten und daher für jede beliebige Stahlsorte verwendet werden können.

Nachfolgend soll die Anwendung des vorliegenden Näherungsverfahrens im Falle der Querschnittsbemessung eines exzentrisch gedrückten Baustahlstabes an Hand eines Beispiels gezeigt werden.

Zahlenbeispiel.

Gegeben: $P=12$ t, $L=250$ cm, $a=1$ cm.

Gesucht: Die Querschnittsfläche, wenn $h=b$ angenommen und ein normenmäßiger Flußstahl St 37 verwendet wird. Die Sicherheitszahl ν ist nach den Deutschen Vorschriften zu wählen.

Zwischen dem Exzentrizitätsmaß m und der Schlankheit λ besteht die Beziehung

$$\frac{L}{a} = \frac{\lambda\sqrt{3}}{m}.$$

Da weder λ noch m bekannt ist, muß einer der beiden Werte geschätzt werden. Den oberen Grenzwert für das Schlankheitsverhältnis λ_k erhält man aus den Querschnittsabmessungen für zentrischen Druck (Knickung); in diesem Falle ergibt sich: $h_k \doteq 6{,}2$ cm, $\lambda_k = 139$, $\nu = 3{,}5$. Aus der obigen Beziehung zwischen m und λ erhält man dann zugleich auch den oberen Grenzwert für das Exzentrizitätsmaß zu $m_k = 0{,}963$. Für die nachfolgende Rechnung ist nun $\lambda < \lambda_k$ oder $m < m_k$ anzunehmen und aus Formel (I) bzw. (II) nachzuprüfen. Da die Sicherheitszahl ν nach den Deutschen Vorschriften mit der Schlankheit veränderlich ist, empfiehlt sich die Annahme des Schlankheitsverhältnisses λ.

1. Annahme: $\lambda' = 130$.

Man erhält: $m' = 0{,}902$, $\nu' = 3{,}5$, $h' = \frac{6a}{m'} = 6{,}66$ cm, $F' = 44{,}3$ cm² und $\bar{\sigma}'_{kr} = \nu' \cdot \frac{P}{F'} = 0{,}948$ t/cm².

[17]) Vgl. die Ausführungen von F. Hartmann, Schlußbericht d. I. Int. Kongr. f. Brückenbau u. Hochbau in Paris, 1932, S. 45.

[18]) Bei den bisher bekannt gewordenen Methoden zur Ermittlung der Tragfähigkeit exzentrisch gedrückter Baustahlstäbe können die Ergebnisse ausschließlich in tabellarischer Form oder in Form eines Diagramms dargestellt werden.

Zur Berechnung des „ideellen" Exzentrizitätsmaßes $\bar{m}$ ist Gl. (47) heranzuziehen, und man erhält im vorliegenden Falle nach Gl. (54) ... $\bar{m}' = 1{,}071$. Da

$$(\lambda')^2 - \frac{\pi^2 E (\bar{m}')^3}{9\,\sigma_s (3 - \bar{m}')} = 10\,800 > 0$$

ist, muß Formel (I) verwendet werden. Mit $\sigma_s = 2{,}4$ t/cm² und $E = 2100$ t/cm² ergibt sich aus Formel (I)

$$\lambda^2 = \frac{\pi^2 E}{\bar{\sigma}'_{kr}} \left[\frac{\left(\frac{\sigma_s}{\bar{\sigma}'_{kr}} - 1\right) - \frac{\bar{m}'}{3}}{\left(\frac{\sigma_s}{\bar{\sigma}'_{kr}} - 1\right)} \right]^3 = 9850$$

oder $\lambda \doteq 99$, also kleiner als der angenommene Wert λ' ($\Delta\lambda = -31$). Das wirkliche Schlankheitsverhältnis liegt zwischen diesen Werten, und es empfiehlt sich, als 2. Annahme den Mittelwert (auf Einer abgerundet) zu wählen.

2. Annahme: $\lambda'' = 115$.

Man erhält: $m'' = 0{,}798$, $\nu'' = 3{,}5$, $h'' = 7{,}52$ cm, $F'' = 56{,}6$ cm², $\bar{\sigma}''_{kr} = 0{,}743$ t/cm² und $\bar{m}'' = 0{,}965$.

Nach Überprüfung ist wieder Formel (I) anzuwenden, und man erhält $\lambda = 132$, also einen zu großen Wert ($\Delta\lambda = +17$). Durch lineare Interpolation findet man $\lambda = 120{,}3 \doteq 120$ [dies ist bereits der genaue Wert[19])]. Dieser Schlankheit entspricht $m = 0{,}832$, $h = 7{,}22 \doteq 7{,}2$ cm, $F = 51{,}8$ cm², $\bar{\sigma}_{kr} \doteq 0{,}81$ t/cm². Das aus zwei Annahmen durch lineare Interpolation ermittelte Schlankheitsverhältnis entspricht in den meisten Fällen genügend genau dem wirklichen Wert. Der Verhältniswert $\varkappa$ ergibt sich zu $\varkappa = 1{,}77$, die „Knickzahl" zu $\omega = 3{,}40$ und die zulässige Spannung beträgt $\sigma_{zul} = 1400$ kg/cm². Die Bedingungsgleichung (53) ist erfüllt:

$$1{,}77 \cdot 3{,}40 \cdot \frac{12\,000}{51{,}8} = 1396 \doteq 1400 \text{ kg/cm}^2.$$

VI. Vergleich mit den Vorschriften.

In den Deutschen und Österreichischen Vorschriften wird dem Einfluß eines exzentrischen Kraftangriffs mangels einer theoretisch begründeten Formel dadurch Rechnung getragen, daß eine nach der folgenden Regel berechnete „gedachte Randspannung" mit der zulässigen Inanspruchnahme verglichen wird:

$$\sigma_\omega = \omega \cdot \frac{P}{F} + \frac{Pa}{W} = \sigma_{zul}. \tag{56}$$

Mit $W = F \cdot k$, $\sigma_{zul} = \frac{\omega}{\nu} \cdot \sigma_k$ und $\nu \cdot \frac{P}{F} = \sigma_V$ erhält man aus Gl. (56) eine der kritischen Axialspannung entsprechende Vergleichsspannung

$$\sigma_V = \frac{\sigma_k}{1 + \frac{m}{\omega}}. \tag{57}$$

Diese Vergleichsspannung σ_V entspricht übrigens für $\lambda = 0$ der „gefährlichen" Spannung (Gl. 49 ... $\sigma_k = \sigma_s$, $\omega = 1$), also jener Axialspannung, bei welcher die größte Randspannung gleich der Stauchgrenze ist $\left(\sigma_V^{(0)} = \sigma_{gef}^{(0)}\right)$.

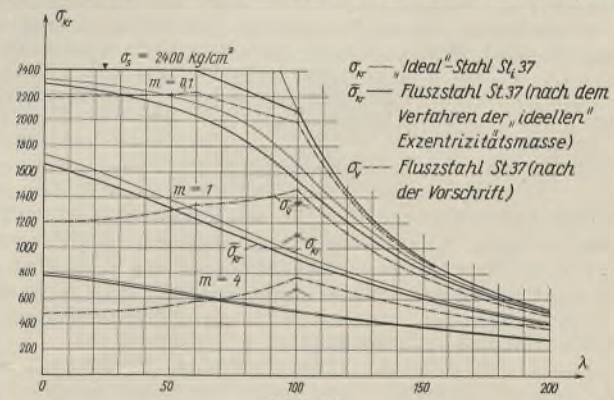


Bild 10.

Zum Vergleich mit den Ergebnissen des vorliegenden Verfahrens diene das Diagramm Bild 10. In diesem Diagramm sind für die Exzentrizitätsmaße $m = 0{,}1$, 1,0 und 4,0 die Spannungen σ_{kr} („Ideal"-Stahl St_i 37), $\bar{\sigma}_{kr}$ [Flußstahl St 37, nach dem Verfahren der „ideellen" Exzentrizitätsmaße, s. Gl. (54)] und σ_V [Flußstahl St. 37, nach der Deutschen Vorschrift, s. Gl. (57)] als Funktion des Schlankheitsverhältnisses λ dargestellt. Man erkennt, daß die Deutschen Vorschriften im Bereich kleiner Schlankheiten zu kleine und für größere Schlankheitsgrade zu große Werte für die kritische Spannung ergeben. Die größten Abweichungen gegenüber den Spannungswerten $\bar{\sigma}_{kr}$ ergeben sich für $\lambda = 0$ bzw. $\lambda = 100$ und

[19]) Nach den Deutschen Vorschriften ist das Schlankheitsverhältnis nur bis auf die Einerstelle genau nachzuweisen.

betragen $-38\,\%$ ($m = 4$) bzw. $+60\,\%$ ($m = 1{,}5$) der Werte σ_{kr}. Die für $\lambda = 100$ geforderte Sicherheit gegen Erreichen des kritischen Gleichgewichtszustandes $\nu = 3{,}5$ sinkt demnach bei Anwendung der Deutschen Vor-

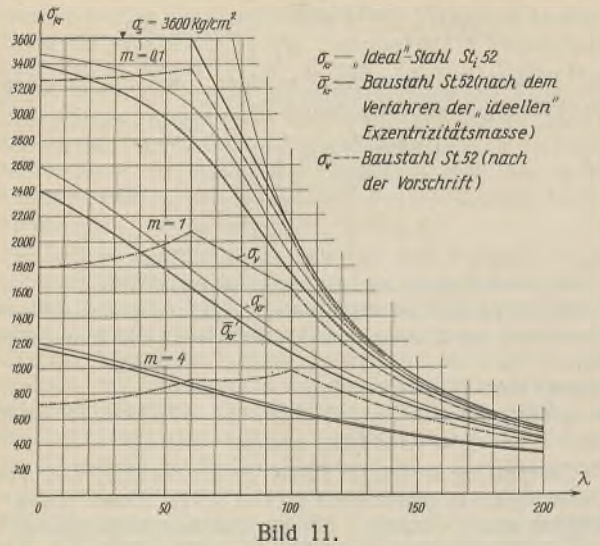


Bild 11.

schriften [Gl. (56) oder (57)] für die Exzentrizitätsmaße $m = 0{,}1$, 1,0, 1,5 und 4,0 auf $\nu = 2{,}71$, 2,21, 2,19 und 2,27.

Die Verwendung der Spannungen σ_{kr} („Ideal"-Stahl St_1 37, dünn gezeichnete Linien) an Stelle der etwas kleineren Werte $\bar{\sigma}_{kr}$ hätte innerhalb des betrachteten Bereiches ($m = 0{,}1$ bis 4,0) einen größten Fehler von $+8\,\%$ ($m = 0{,}1$; für größere Exzentrizitätsmaße ist der Fehler kleiner) zur Folge und würde die bei $\lambda = 100$ geforderte Sicherheit $\nu = 3{,}5$ für die Exzentrizitätsmaße $m = 0{,}1$, 1,0 und 4,0 auf $\nu = 3{,}24$, 3,32 und 3,41 herabsetzen. Diese Unterschiede sind gegenüber den aus der Verwendung der Deutschen Vorschriften entspringenden Abweichungen so geringfügig, daß man sich wohl immer in praktisch ausreichender Annäherung mit den für den „Ideal"-Stahl nach Formel (I) bzw. (II) berechneten Spannungswerten begnügen kann.

Zu ganz ähnlichen Ergebnissen führt der Vergleich zwischen den Spannungswerten für den „Ideal"-Stahl St_1 52 und für den normenmäßigen Baustahl St 52. Die den Exzentrizitätsmaßen $m = 0{,}1$, 1,0 und 4,0 entsprechenden Linien der kritischen Axialspannung sind im Diagramm Bild 11 eingezeichnet, wobei das „ideelle" Exzentrizitätsmaß m näherungsweise aus Gl. (55) ermittelt wurde.

Zusammenfassung.

In der vorliegenden Untersuchung wird ein analytisches Näherungsverfahren zur Berechnung der Tragfähigkeit exzentrisch gedrückter Stäbe aus einem „Ideal"-Stahl entwickelt, welches zu den einfachen Endformeln (I) bzw. (II) führt. Diese Formeln können durch Einführung eines „ideellen" (erhöhten) Exzentrizitätsmaßes auch auf Stäbe aus Baustahl angewendet werden, es zeigt sich aber, daß in allen praktisch vorkommenden Fällen die Berechnung unter Zugrundelegung des „Ideal"-Stahls gleicher Stauchgrenze genügend genaue Ergebnisse liefert.

Die Untersuchung des nicht unerheblichen Einflusses der Querschnittsform auf die Tragfähigkeit bleibt einem weiteren Aufsatze vorbehalten. Über ein Näherungsverfahren zur Berechnung der Tragkraft querbelasteter und gekrümmter Druckstäbe aus Stahl wird a. a. O. berichtet werden.

Zuschrift an die Schriftleitung.

Zuschrift zu dem Aufsatz von Prof. Schleicher **„Einfluß der Querdehnung auf die Stabilität von Stahlplatten"** in Heft 7 des „Stahlbau".

Prof. Schleicher glaubt, daß mir bei der Überprüfung der von Timoschenko angegebenen Beulspannungen ein Irrtum unterlaufen sei, indem ich annahm, daß Timoschenko im Handbuch der Physikalischen und Technischen Mechanik, IV. Bd., 1. Hälfte, in seinem Aufsatz „Stabilität von Platten und Schalen" Seite 128 usf. mit $\mu = 0{,}3$ rechne, während Prof. Schleicher behauptet, Timoschenko habe mit $\mu = 0{,}25$ gerechnet. Nun gibt jedoch Timoschenko selbst in diesem Aufsatz S. 135 ausdrücklich **$\mu = 0{,}3$** an. Nachdem man aber mit $\mu = 0{,}3$ und mit dem von Timoschenko angegebenen $E = 2200000$ andere Werte für die Beulspannungen erhält, als die Tafel auf S. 132 angibt, habe ich die μ zurückgerechnet. Es ist nämlich nach Timoschenko

$$\sigma_{1k} = \frac{\varkappa \pi^2 E}{12(1-\mu^2)10^4} = \frac{181\,\varkappa}{1-\mu^2} \quad \text{und daraus} \quad \mu = \sqrt{1 - \frac{181\,\varkappa}{\sigma_{1k}}};$$

setzt man die Werte der Tafel auf S. 132 der Reihe nach ein, so erhält man $\mu = 0{,}262$; 0,262; 0,266 . . . sogar bis 0,268 und als kleinsten Wert 0,257, niemals aber **0,25**. Daraufhin habe ich, und zwar mit Recht, behauptet, daß die Berechnung von Timoschenko fehlerhaft ist. Nachdem aber die Fehler schließlich nicht groß sind, bin ich der Sache nicht weiter nachgegangen. Da sie Prof. Schleicher nun aufgreift, habe ich nochmals nachgerechnet und stelle fest: Wenn man statt mit dem von Timoschenko angegebenen E mit dem früher allgemein gebräuchlichen Wert $E = 2150000$ rechnet, so erhält man mit $\mu = 0{,}3$ . . . $\sigma_{1k} = 194{,}4\,\varkappa$, und das ergibt genau die Tafelwerte von Timoschenko auf S. 132. Hingegen scheint die Tafel auf S. 133 tatsächlich mit $E = 2200000$ und $\mu = 0{,}25$ berechnet zu sein, denn damit erhält man $\sigma_{1k} = 192{,}9\,\varkappa$, was mit geringen Abweichungen die Tafelwerte ergibt. Die Tafel auf S. 135 endlich ist mit $E = 2200000$ und $\mu = 0{,}30$ berechnet, was die Schubbeulspannung $\tau_k = 198{,}8\,\varkappa$ und die Werte der Tafel ergibt. Da aber dieser letzte Fall nicht in den Bereich meiner Berechnungen fiel, hatte ich recht, die Zahlenrechnungen Timoschenkos als fehlerhaft zu bezeichnen.

Prof. F. Hartmann, Wien.

Erwiderung.

In obiger Zuschrift ist keine Rücksicht darauf genommen, daß nicht nur σ_e von der Querzahl μ abhängt, sondern daß sich auch k mit μ ändert. Die Ausführungen über den ersten Belastungsfall sind also nicht stichhaltig. Jedoch auch meine diesbezügliche Feststellung bedarf noch einer Verbesserung.

Von den E- bezw. σ_e-Werten Timoschenkos wurde in meinem Aufsatz absichtlich nicht gesprochen, da sie für die gleichen k-Zahlen mit verschiedenen Beträgen auftreten. Die von mir allein verglichenen Werte k sind von T. für beide Belastungsfälle mit $\mu = 0{,}25$ (nicht 0,30) berechnet und, von belanglosen Ungenauigkeiten abgesehen, richtig. Dies ergibt sich einwandfrei aus den in meinem Aufsatz, Tafel 3 u. 4, mitgeteilten Lösungen k der transzendenten Knickbedingung für $\mu = 0{,}25$ bzw. 0,30.

Auch die Knickspannungen $(\sigma)_{1k}$ sind von T. in früheren Veröffentlichungen über den gleichen Belastungsfall für $E = 2000$ t/cm², $\mu = 0{,}25$ richtig angegeben. Erst bei der späteren Umrechnung (Handb. d. phys. u. techn. Mechanik, Bd. IV, 1. Hälfte, S. 132) ist ein Widerspruch entstanden. Die Eulerspannung ist nämlich zu $(b/t)^2\ \sigma_e = 1943$ t/cm² eingesetzt, entsprechend $E = 2150$ t/cm² und $\mu = 0{,}30$, während die zugrunde liegenden k-Werte mit $\mu = 0{,}25$ ermittelt sind. Die Angabe $E = 2200$ t/cm² über der Tabelle auf S. 132 bei T. steht also nicht in Übereinstimmung mit dem eingesetzten σ_e, worauf Herr Professor Hartmann zuerst aufmerksam gemacht hat. Diesen Widerspruch bei T. habe ich übersehen. Die Unterschiede zwischen den Knickspannungen nach T. und denen nach H. sind also für den ersten Belastungsfall zum kleineren Teil auch dadurch bedingt, in der Hauptsache jedoch durch die Abhängigkeit des Wertes k von μ, die Herr Professor Hartmann in seiner Zuschrift nicht beachtet hat.

Die Aussage Professor Hartmanns über die Zahlenrechnungen Timoschenkos wäre somit für den ersten Belastungsfall dahin einzuschränken, daß in der betreffenden Veröffentlichung nur der oben gezeigte Widerspruch vorhanden ist. Die primären k-Werte sind richtig und durch meine genauen Kontrollrechnungen für $\mu = 0{,}25$ durchweg bestätigt worden. Für $(b/t)^2\ \sigma_e = 1943$ t/cm² (welcher Wert nur der Überschrift $E = 2200$ t/cm² der Tafel S. 132 widerspricht, sonst aber wie jeder andere möglich ist) wären auch die Knickspannungen richtig.

Die Knickspannungen Timoschenkos für den zweiten Belastungsfall, die in dem Aufsatz von Professor Hartmann ebenfalls als fehlerhaft bezeichnet waren, sind oben schon als richtig und mit $\mu = 0{,}25$ berechnet anerkannt.

Da die Zahlentafeln von Timoschenko, dem wir die meisten Ergebnisse auf dem Gebiete der Theorie der Plattenbeulung verdanken, in der Praxis immer weitere Anwendung finden, sind obige Feststellungen notwendig, um Unsicherheit bei der Anwendung zu vermeiden.

In der Zuschrift ist angenommen, der von T. bei den kritischen Schubspannungen auf S. 135 angegebene Wert $\mu = 0{,}3$ gelte auch drei Seiten vorher für die kritische Druckspannung der Rechteckplatte mit einem freien Längsrande. Diese scheinbar so einleuchtende Annahme ist nicht berechtigt. Man erkennt daraus, wie notwendig meine Warnung war, bei Benutzung des Schrifttums Vorsicht zu üben, da in der Literatur sehr verschiedene Werte E und μ gebraucht wurden, ohne daß die betreffenden Zahlen immer ausdrücklich angegeben sind.

Meine Ausführungen über die Abhängigkeit der Knickspannungen von der Querzahl μ werden durch obiges selbstverständlich in keiner Weise berührt.

Ferd. Schleicher, Hannover.

INHALT: Näherungsberechnung der Tragkraft exzentrisch gedrückter Stahlstäbe. — Zuschrift an die Schriftleitung.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Schriftleitung:
Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernsprecher: C 1 Steinplatz 0011
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernsprecher: Breslau 421 61

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

8. Jahrgang | BERLIN, 21. Juni 1935 | Heft 13

Alle Rechte vorbehalten.

Neues Höchstdruckkraftwerk der I. G. Farbenindustrie Höchst.

Von Reg.-Baumstr. **Sudergath**, Mainz, und Dipl.-Ing. **Vogt**, Frankfurt (Main)-Höchst.

Im Sommer 1934 hat das Werk Höchst der I. G. Farben ein neues Höchstdruckkesselhaus in Betrieb genommen. Über die Gründe der Errichtung der Anlage, der Wahl des Kesselsystems, sowie bemerkenswerte technische und energiewirtschaftliche Einzelheiten berichtete Prof. Dr.-Ing. Gramberg in Nr. 33 der VDI-Zeitschrift vom 18. August 1934.

Einen Überblick über die Gesamtanlage bietet Bild 1. Der gesamte Bau wurde als Stahlskelettbau ausgeführt und ist auf Frankipfählen gegründet. Eine Pfahlgründung wurde gewählt, da der tragfähige Baugrund erst in etwa 6 m Tiefe ansteht und mit Grundwasser zu rechnen war. Der Rammvorgang ist aus Bild 2 zu ersehen. Das Charakteristische der Frankipfahlgründung ist, daß das Rohr beim Rammen durch die Reibung zwischen dem verdichteten Beton und der Rohrwand in den Baugrund gezogen wird.

Im Interesse der Arbeitsverteilung und Beschleunigung wurde der stahlbauliche Teil an zwei Firmen vergeben. Das eigentliche Kesselhaus wurde von der MAN, Werk Gustavsburg, errichtet, die Gebäude für Wasserreinigung, Büros, Werkstatt und Schaltraum von der Firma Hein, Lehmann & Co., Düsseldorf.

Das zur Aufnahme der drei Löfflerkessel (Bauart MAN) bestimmte Kesselhaus ist 23 m breit und 34 m lang. Eine Stützenreihe (Bild 3) unterteilt den Bau längs in einen Teil *A—C* von 9,5 m Breite, in dem die Kesselbeschickung — Hängebahn, Bunker, Misch- und Beschickungsvorrichtung — untergebracht ist, und in den Hauptteil *C—E* von 13,5 m Breite für die Kessel selbst und den Rauchgaskanal. 5,5 m über Gelände ist die den ganzen Raum mit Ausnahme der Aussparungen für die Kessel überdeckende Heizerstanddecke angeordnet. Im Teil *A—C* sind ferner Podeste und Bühnen vorgesehen, 6 m über Heizerstanddecke zur Aufnahme der Mischvorrichtung (Wirthsche Schnecke) und weitere 13 m darüber als Abdeckung der Bunker und für deren Notbeschickung durch Kippwagen. Die Unterzüge dieser Podeste und Bühnen zusammen mit den Abfangungsträgern der Bunker und den Dachbindern ergeben mit den Stützen *A* und *C* ein Rahmenwerk, das neben der an sich klaren Abtragung der senkrechten Lasten die Übertragung der Windkräfte in der Querrichtung des Gebäudes übernimmt. Um bei Windlast auf die Wand *E* die Hauptpfosten dieser Wand nicht unnötig schwer zu bekommen und

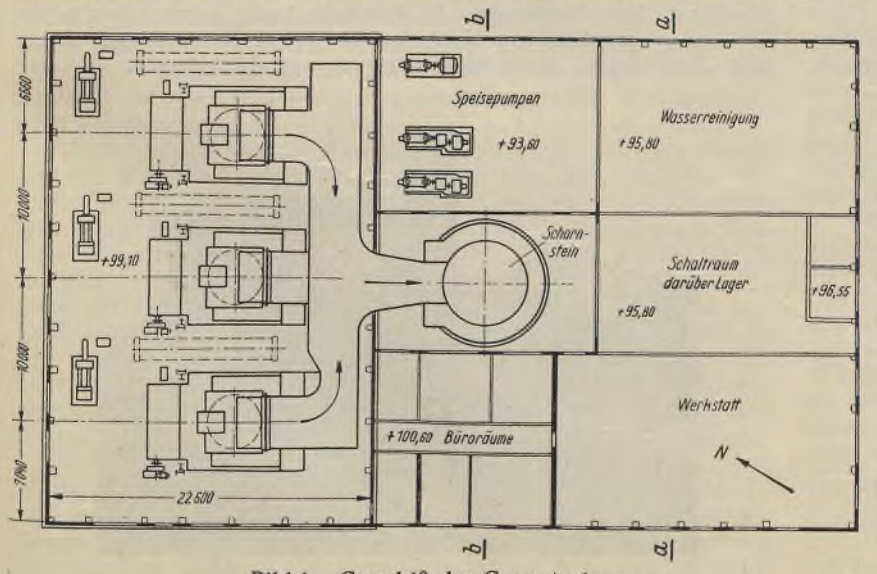


Bild 1. Grundriß der Gesamtanlage.

um bei Wind von links oder rechts im Rahmen *A—C* nicht zu ungleiche Momente zu erhalten, ist eine Windabstützung *Q* der Wand *E* in Höhe der Bunkerunterzüge nach *C* hin vorgesehen, die sich zwanglos mit den hier vorhandenen Kessellaufstegen verbinden ließ.

Im Grundriß (Bild 3) ergab sich aus der Anordnung der Kessel die Anordnung der Rahmenbinder paarweise mit Abständen von abwechselnd 7 m und 3 m.

Die Steifigkeit in der Längsrichtung des Gebäudes wird hergestellt durch Verbände in den Endfeldern der Längswände *A* und *E* und durch Zusammenfassung der Stützenpaare *C* zu Rahmenwerken auch in der Längsrichtung. Bild 4 zeigt einen Rahmenknoten in Quer- und Längsrichtung des Gebäudes.

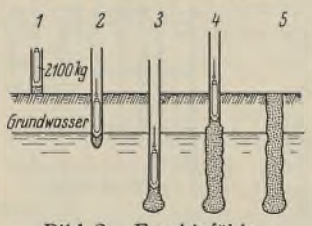


Bild 2. Frankipfähle. Rammvorgang.

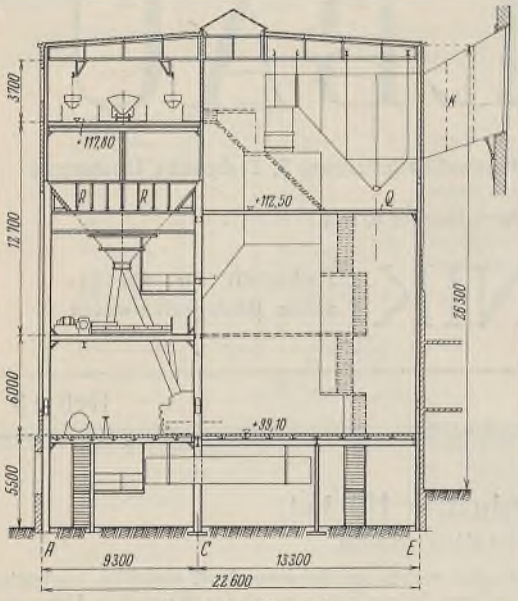
Für jeden Kessel ist ein Bunker von 370 t Inhalt vorhanden. Die Bunker sind durch eine Scheidewand längs je in zwei Hälften geteilt, um die Lagerung von zweierlei Füllgut zu ermöglichen. Sie sind zum Schutze der Bleche innen mit einer 5 cm starken, mit Baustahlgewebe bewehrten Torkretschicht versehen. Die Trennwände zwischen den einzelnen Bunkern sind zwischen je zwei Rahmen von 3 m Entfernung angeordnet. Hieraus entwickelte sich folgende Kräfteübertragung für die Bunker: Die in der Gebäudequerrichtung verlaufenden Bunkerwände geben die auf sie entfallenden Lasten und Kräfte P_R mittels der in regelmäßigen Abständen sitzenden dreieckförmigen Böcke *R* (Bild 3) auf die großen Unterzüge *A—C* ab. In der Gebäudelängsrichtung sind die schrägen Bunkerwände die Haupttragelemente, derart, daß die unter irgendeinem Winkel zur Bunkerwand gerichtete Kraft *P* in eine horizontale Komponente *H* und in eine solche in der Bunkerschrägwandebene *S* zerlegt wird. Die waagerechten Kräfte werden durch die waagerecht umlaufenden Aussteifungen zum Ausgleich gebracht, der Hauptunterzug in der Rahmenebene ist demnach durch die Bunker gemäß Bild 5 belastet. In Höhe dieses Unterzuges sind besonders kräftige waagerechte Aussteifungen in Fachwerk vorhanden, die zum Teil auch als Windaussteifungen dienen.

Die Gründung der Kesselstützen und Gebäudestützen erfolgte auf einem gemeinsamen Trägerrost (s. Bild 6), während im übrigen die Kesselkonstruktion von der Gebäudekonstruktion wegen der verschiedenen Wärmedehnung vollständig getrennt bleiben mußte.

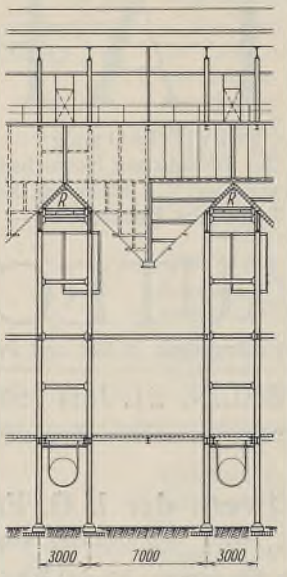
Die Ausmauerung der Außenwände ist $^1/_2$ Stein stark, aber vor die Konstruktion gesetzt, so daß mit Ausnahme der Fensterrahmen von außen keine Stahlteile, die unter Anstrich gehalten werden müßten, sichtbar werden. Die Querschnitte des Bildes 7 lassen einige hierdurch notwendig gewordene Riegelprofile erkennen. Die vorzügliche Außenwirkung des Bauwerks ist zum Teil auf diese Maßnahme zurückzuführen.

Das Gewicht der gesamten Stahlkonstruktion des Kesselhauses beträgt etwa 570 t; die Abwicklung des Auftrages nahm etwa $^1/_2$ Jahr in Anspruch, wobei die Montage in die Wintermonate 1933/34 fiel.

Weiter wurde der an den Bindern aufgehängte Rauchgaskanal von der MAN Gustavsburg geliefert und montiert. Dieser rechteckige Kanal (*K* in Bild 3) von 3,6 m Breite und 5,1 m Höhe läuft auf die Länge des Gebäudes durch und besitzt fünf Aschentrichter. Er besteht aus 6 mm starkem Stahlblech



Querschnitt *a—b*.



Teil-Längsschnitt *c—d*.

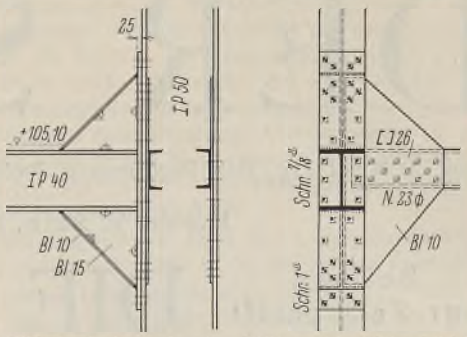


Bild 4. Rahmenknoten Stütze *C* in Höhe 105,1.

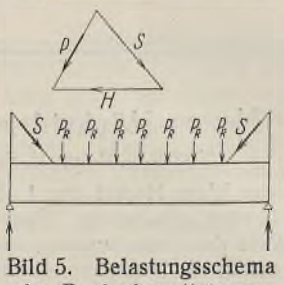


Bild 5. Belastungsschema des Bunkerhaupträgers.

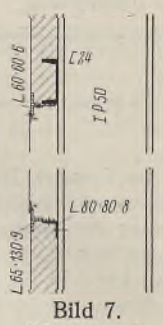
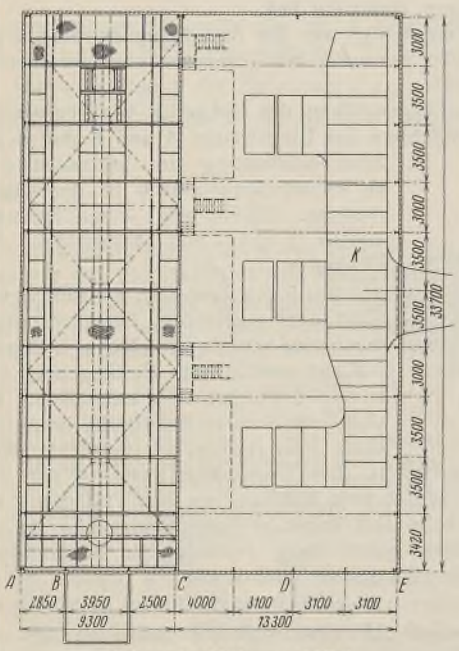
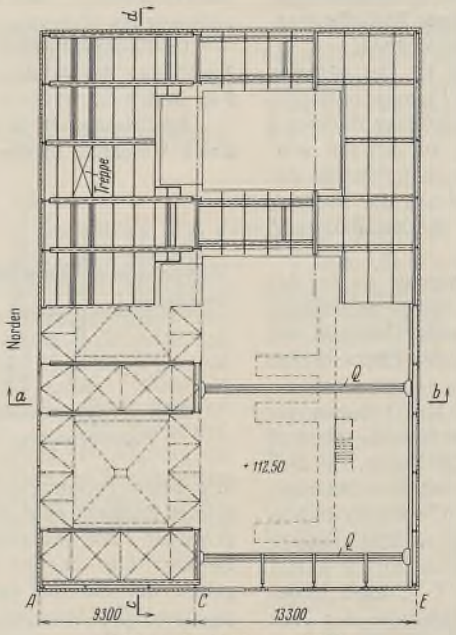


Bild 7. Wandriegel-Einzelheiten.





Bühne in Höhe + 117,8.

Bühne in Höhe + 99,1.

Bild 3. Querschnitt, Längsschnitt und Grundrisse des Kesselhauses.

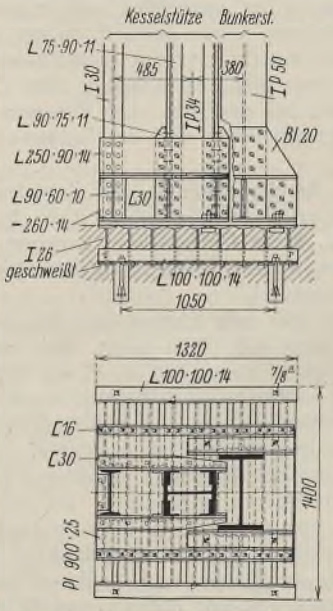


Bild 6. Stützenfußrost Reihe *C*.

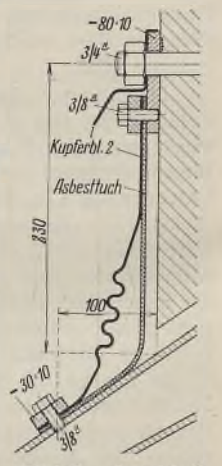


Bild 8. Anschluß des Rauchkanals an den Kamin.

und ist mit Hourdisplatten ausgekleidet, die mit Schlackenwolle unterstopft sind. Von den wegen der hohen Temperaturen allseits beweglichen Anschlüssen zeigt Bild 8 denjenigen an dem Kamin, in den der Kanal, über die Pendelstütze frei auskragend, mündet.

An das eigentliche Kesselhaus angebaut sind die Gebäude für Wasserreinigung, Büros, Wasch- und Aufenthaltsräume, Werkstatt und Schaltraum.

Die Montage der insgesamt hierfür nötigen 350 Tonnen Stahl wurde in zwei Monaten einschl. Baustelleneinrichtung bewerkstelligt. Als Stützen sind I P-Träger gewählt; die Wand- und Dachausbildung ist dieselbe wie beim Kesselhaus. Als senkrechte Lasten kamen neben hohen Einzellasten aus Behältern Nutzlasten bis 1000 kg/m² in Frage. Bild 9 zeigt zwei Schnitte durch Wasserreinigung und Bürogebäude. Die ver-

Bild 10. Rahmen *A—C* des Kesselhauses während der Montage.

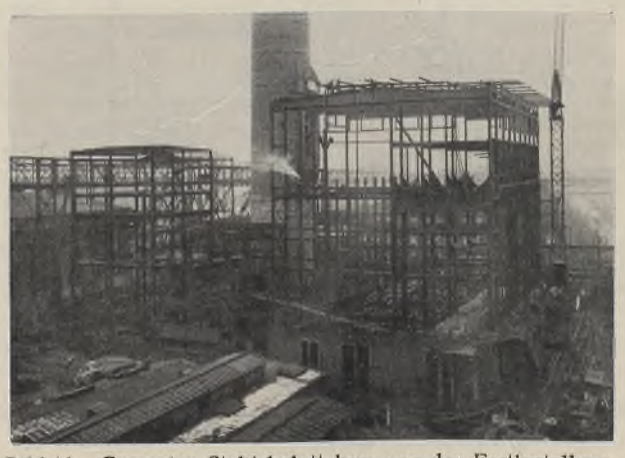


Bild 11. Gesamtes Stahlskelett kurz vor der Fertigstellung.

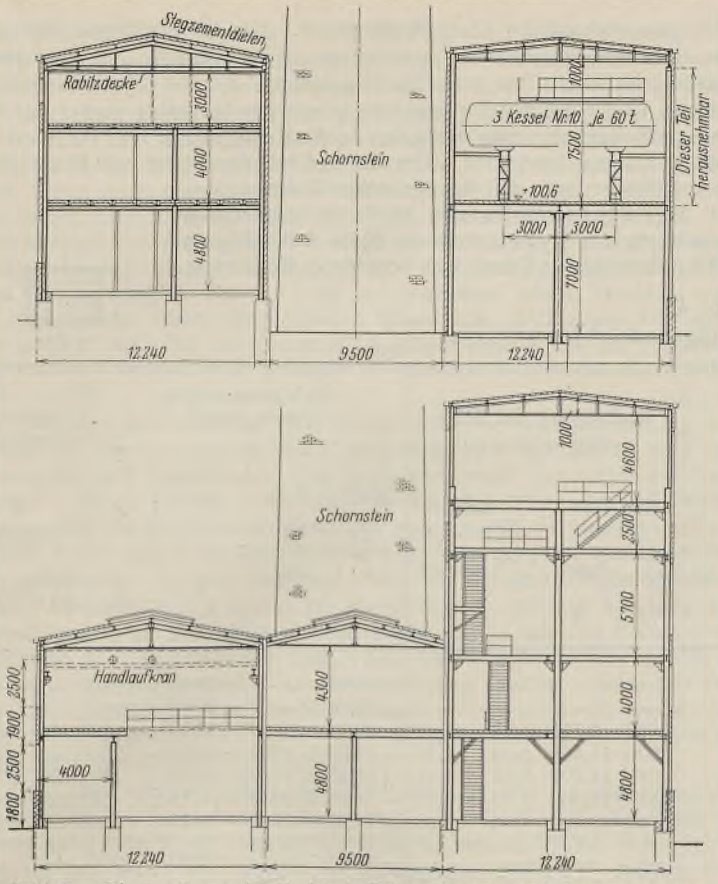


Bild 9. Oben: Querschnitt durch Bürogebäude und Pumpenraum. Unten: Querschnitt durch Werkstatt, Schaltraum und Wasserreinigung.

schiedene Höhe der beiden Gebäude gab Veranlassung, den Wind in der Wasserreinigung durch Windverbände in deren Längswänden aufzunehmen, während der Winddruck auf die niedrigere Werkstatt und das Büro in

Bild 12.
Der fertiggestellte Gesamtbau.

die Kesselhauskonstruktion übertragen wird. In der Ost-Westrichtung wird der Wind durch Rahmen in jedem Binderfeld aufgenommen.

Die Ostwand der Wasserreinigung mußte auf Bühne + 100,6 m über zwei Binderfelder einschl. der Stütze herausnehmbar gemacht werden, so daß dort eine einhüftige Rahmenkonstruktion nötig wurde.

Bei 15180 m³ gesamtem umbauten Raum der Anbauten ergibt sich ein Stahlgewicht von 23 kg/m³.

In der Mitte der Gesamtkonstruktion steht der 136,4 m hohe Schornstein. Auch dieser ist auf Frankipfählen gegründet, die durch eine stark bewehrte Kopfplatte zusammengefaßt sind. Die Rauchgase werden erst in 27 m Höhe durch den Rauchgaskanal in den Schornstein eingeführt. Auf eine gute Isolierung des Schornsteins wurde großer Wert gelegt. Der Schornstein wurde von der Firma Franz Hof, Frankfurt a. M., gebaut.

Die gesamten Beton- und Maurerarbeiten führte die Firma Kunz Söhne, Frankfurt a. M.-Höchst, aus. Die $^1/_2$ Stein starken Umfassungswände wurden von einem Torkret-Hängegerüst aus gemauert.

Bild. 10 u. 11 zeigen einige Bilder aus der Bauzeit.

Bild. 12 vermittelt einen Gesamteindruck des fertigen Baues.

Tragfähigkeit von Stahlstützen mit Betonkern bei verschiedenen Betoneigenschaften und bei außermittigem Druck.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. **K. Memmler** †, Dr.-Ing. **G. Bierett** und Dr.-Ing. **G. Grüning.** (Mitteilung aus dem Staatlichen Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem.)

(Schluß aus Heft 11.)

4. Das Verhalten der Stützen bei außermittiger Belastung.

Die ganze Untersuchung wurde an Stützen einer einheitlichen Querschnittsform und gleichbleibender Betonbeschaffenheit durchgeführt. Verwendet wurde der aus zwei ⊏ 14 bestehende Rahmenstab mit nach innen gestellten Flanschen und einem Lichtabstand von 7,5 cm (Bild 1) und ein Beton von 300 kg/m³ Zementgehalt, dessen Würfelfestigkeit $W_{b\,42}$ zwischen 245 und 279 kg/cm² schwankte.

a) Versuchsdurchführung.

Wie früher wurde auch hierbei die Schneidenlagerung verwendet, wobei bei dem größeren Teil der Versuche die Schneiden parallel den Stegen der Profile angeordnet wurden. Die Exzentrizitäten wurden mit Rücksicht auf die Kernweiten der Querschnitte gewählt, worüber später noch weiteres zu sagen sein wird.

Gemessen wurden die Ausbiegungen in Stabmitte und in den Viertelpunkten in beiden Hauptrichtungen und zur Berücksichtigung des Einflusses der räumlichen Bewegungen die Bewegungen der Stabenden senkrecht zum Stab (Bild 8 u. 9), außerdem die Stahlstauchungen in Stabmitte nahe den vier Ecken jedes Profils (etwa 3,5 mm von der Kante). An Hand der für kleine Lasten gemessenen Ausbiegungen wurden die Stäbe zunächst auf die im ersten Bericht beschriebene Weise gut zentriert und darauf um das beabsichtigte Exzentrizitätsmaß senkrecht zu den Schneiden verschoben. Dieser Umweg war notwendig, weil sich aus den Durchbiegungswerten des nicht zentrierten Stabes die Endhebel mangels genauer Kenntnis des vorhandenen Biegewiderstandes der nicht homogenen Querschnitte nicht genügend genau bestimmen lassen.

Die zwischen den Uhren 1 und 5 (Bild 8) gemessene Ausbiegung δ_a diente, wie später beschrieben, zur Bestimmung des Biegewiderstandes EJ und der Gesamtausbiegung δ_a'. Die Dehnungsmessungen wurden zur Bestimmung der Spannungsverteilung, besonders der Randspannungen verwendet und konnten auch gemeinsam mit der mittleren Ausbiegung zur Bestimmung der wirklichen Kernweiten herangezogen werden.

Die Hauptergebnisse der Untersuchung sind in Zahlentafel 4 zusammengestellt, auf die im einzelnen in den folgenden Abschnitten zurückgegriffen wird.

b) Berechnung der statischen Größen. (Kernweite und Biegewiderstand.)

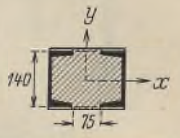
Für das Verhalten außermittig belasteter, gegliederter Stäbe liegen bisher kaum exakte experimentelle Beobachtungen vor. Die bei Durchführung dieser Versuche durchgeführten Messungen sollen deshalb eingehender behandelt werden, da sie für das Verhalten solcher Stäbe bei außermittiger Belastung wertvolle Aufschlüsse ergaben.

Kernweiten der Stäbe. In der Regel werden die als Stützen Verwendung findenden Rahmenstäbe ohne oder mit Betonkern so belastet sein, daß die Druckkraft nicht außerhalb des Querschnittskerns angreift. Die Exzentrizität an den Stabenden muß also vermehrt um die Ausbiegung in den einzelnen Stabquerschnitten kleiner als die Kernweite k der Querschnitte sein. Bei den Versuchen war besonders darauf zu achten, daß das Exzentrizitätsmaß in der Regel nicht größer war als die Kernweite, da in Anbetracht der freien Auflage der Endflächen der Stäbe auf den Druckplatten der Schneidenlager hier keine Zugkräfte übertragen werden konnten. Nur in einem Fall (Versuch Nr. 5) ist das Exzentrizitätsmaß etwas größer als die Kernweite gewählt worden.

Für die Rahmenstäbe ohne Beton läßt sich die Kernweite aus dem Widerstandsmoment und der Querschnittsfläche errechnen zu $k = W : F$. Für die Stäbe mit Betonkern sind die ebenso errechneten Werte von vornherein mit einer gewissen Unsicherheit behaftet, da sie mit Hilfe eines ideellen Widerstandsmomentes W_i und eines ideellen Querschnitts F_i errechnet werden müssen: $k = W_i : F_i$, wo W_i aus dem ideellen Trägheitsmoment $J_i = J_e + \frac{1}{n} \cdot J_b$ und F_i entsprechend berechnet ist. Aus dem mit der Betonbeanspruchung veränderlichen Wert n ergeben sich mit der Betonbeanspruchung veränderliche Kernweiten.

Andererseits lassen sich mit Hilfe der in Stabmitte durch Dehnungsmessungen (Bild 10) bestimmten Spannungsverteilung die vorhandenen Kernweiten als das Exzentrizitätsmaß, vermehrt um die Ausbiegung in Stabmitte, angeben, bei welchen die Randspannungen an einer Kante zu 0 werden ($k = e + \delta_3'$). In Zahlentafel 5 sind die auf beide Arten ermittelten Kernweiten nebeneinander gestellt, und zwar für eine Last von 30 t und für die Knicklast. Die Zahl n ist hierbei nach den Feststellungen für die mittig gedrückten Stützen 1a und 1b bei 30 t zu $n = 7{,}3$, bei der Knicklast zu $n = 14{,}3$ eingesetzt. Die Berechnung der Werte k_y aus $e + \delta_3$ und den Spannungen war nur teilweise möglich, da für das Knicken sich entsprechend im Querschnitt ändert. Da der errechnete Wert k_x für die kleine Last mit den gemessenen gut übereinstimmt, ist zu folgern, daß die Kernweite für derartige Querschnitte als $k = W_i : F_i$ berechnet werden kann, wobei für n unabhängig von der Belastung immer der für geringe Beanspruchungen maßgebende Wert einzusetzen ist. Der Wert k_y ist ebenso zu berechnen. Die Kernweiten der Stäbe mit Beton sind wesentlich geringer als die der reinen Rahmenstäbe.

Der Biegewiderstand ist für die rechnerische Ermittlung der Tragfähigkeit der Stäbe bei mittigem und außermittigem Druck von besonderer Bedeutung.



Zahlentafel 4.
Hauptergebnisse der außermittig gedrückten Stützen.

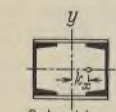
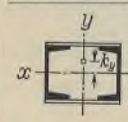
Versuch Nr.	Schneide lag ∥ zur Achse	Exzentrizität e oben (mm)	Exzentrizität e unten (mm)	Mit oder ohne Beton	Materialeigenschaften: Fließgrenze der Profile [1]) obere σ_{S_o} (kg/cm²)	Fließgrenze der Profile [1]) untere σ_{S_u} (kg/cm²)	Würfelfestigkeit des Betons W_{b28} (kg/cm²)	Würfelfestigkeit des Betons W_{b42} (kg/cm²)	Querschnittsgrößen F_e (cm²)	F_b (cm²)	$F_i = F_e + \frac{F_b}{14{,}3}$ (cm²)	W_i (cm³)	Höchstlast K (t)	Höchstlast $M = K(e+\delta_3')$ (mt)	Ausbiegung der Stabmitte relativ zu den Enduhren P = 30 t δ_3 (mm)	Ausbiegung der Stabmitte relativ zu den Enduhren Bruch δ_3 (mm)	Ausbiegung der Stabmitte relativ zu den Schneiden P = 30 t δ_3' (mm)	Ausbiegung der Stabmitte relativ zu den Schneiden Bruch δ_3' (mm)	Stahlspannungen beim Bruch $\sigma_N = \frac{K}{F_i}$ (kg/cm²)	$\sigma_M = \frac{M}{W_i}$ (kg/cm²)	$\sigma_{min} = \sigma_N + \sigma_M$ (kg/cm²)	$\sigma_{max} = \sigma_N - \sigma_M$ (kg/cm²)	Trägheitsmoment [2]) $J' = J \cdot \frac{E}{2080000}$ P = 30 t (cm⁴)	Trägheitsmoment [2]) Bruch (cm⁴)
1a	y	0	0		2910	2840	254	270	38,1	247	55,4	305	156,2	—	—	—	—	—	— 2840	—	— 2840	— 2840	—	—
1b	y	0	0		2910	2840	254	270	38,0	247	55,3	304	150,0	—	—	—	—	—	— 2700	—	— 2700	— 2700	—	—
2	y	16,25	16,25	mit	3090	2970	261	279	39,3	247	56,6	313	128,1	3,48	0,927	8,750	1,18	10,91	— 2260	± 1110	— 3370	— 1150	3430	2330
3a	y	32,50	32,50	mit	3040	2910	261	279	38,6	247	55,9	308	102,9	4,82	2,038	11,400	2,59	14,32	— 1840	± 1560	— 3400	— 280	3160	2500
3b	y	32,50	32,50	mit	2840	2840	243	251	38,2	247	55,5	305	107,6	5,09	1,986	11,800	2,54	14,78	— 1940	± 1670	— 3610	— 270	3220	2560
4	y	48,75	48,75	mit	3080	2900	204	245	38,7	247	56,0	309	94,0	6,28	2,881	14,400	3,68	18,12	— 1680	± 2030	— 3710	350	3320	2600
5	y	65,00	65,00	mit	3010	2750	204	245	39,1	247	56,4	311	79,3	6,52	3,730	13,800	4,73	17,20	— 1410	± 2100	— 3510	690	3430	2870
6	y	0	0	ohne	3090	2970	—	—	38,2	0	38,2	262	116,1	—	—	—	—	—	— 3030	—	— 3030	— 3030	—	—
7	y	16,25	16,25	ohne	3100	2870	—	—	39,1	0	39,1	269	87,0	2,12	1,314	6,500	1,66	8,15	— 2220	± 790	— 3010	— 1430	2510	1922
8	y	32,50	32,50	ohne	3150	2780	—	—	39,3	0	39,3	270	75,9	3,44	2,576	10,200	3,26	12,80	— 1930	± 1270	— 3200	— 660	2550	2005
9	y	48,75	48,75	ohne	2810	2810	—	—	38,3	0	38,3	264	66,0	4,22	3,760	12,000	4,75	15,03	— 1720	± 1600	— 3320	— 120	2610	2110
10	y	65,00	65,00	ohne	2950	2950	—	—	38,1	0	38,1	262	59,8	4,97	5,078	14,400	6,43	18,06	— 1570	± 1900	— 3470	330	2580	2075
11	x	0	0	mit	2840	2840	243	251	38,4	247	55,7	—	156,5	—	—	—	—	—	— 2810	—	— 2810	— 2810	—	—
12	x	16,25	16,25	mit	3010	2850	213	260	39,3	247	56,6	206	100,8	3,35	2,181	13,600	2,75	16,92	— 1780	± 1630	— 3410	— 150	1586	1414
13	x	0	0	ohne	2880	2790	—	—	37,8	0	37,8	—	107,0	—	—	—	—	—	— 2830	—	— 2830	— 2830	—	—
14	x	16,25	16,25	ohne	3200	2840	—	—	38,2	0	38,2	162	71,3	2,20	3,073	11,750	3,87	14,60	— 1870	± 1360	— 3230	— 510	1182	1080
15	y	65,00	— 32,50	mit	3450	2920	213	260	39,4	247	56,7	313	94,9	5,93 [3])	—	—	—	—	— 1670	± 1890	— 3560	220	—	—

[1]) Zugstäbe aus den Flanschen entnommen. — [2]) Aus der Ausbiegung in Stabmitte errechnet. — [3]) Moment im Querschnitt der untersten Niete des oberen Endbindebleches; Hebelarm einschließlich der Ausbiegung: 62,5 mm.

um die parallel zu den Flanschen liegende Achse nur eine Exzentrizität angewendet wurde, die zur genaueren Bestimmung von k_y nur für die Stahlstütze mit Kern bei der Knicklast ausreichte.

Die errechneten und durch Messung gefundenen Kernweiten k_x der Rahmenstäbe ohne Beton stimmen gut überein, sie sind unabhängig von der Belastung. Die Werte k_x für die Stützen mit Beton werden nach der Rechnung mit steigender Belastung größer, die aus der Messung gefundenen zeigen dagegen eine kleine Abnahme. Die letzteren entsprechen den tatsächlichen Verhältnissen. Die Rechnung für k mit einem konstanten Wert n für eine bestimmte Belastung versagt hier, da der Beton infolge der Biegung sehr ungleichmäßig beansprucht wird und der Wert n

Zahlentafel 5.
Kernweiten der Querschnitte.

Richtung		Beton	Kernweiten in cm, berechnet aus $k = W_i : F_i$ P = 30 t $n = 7{,}3$	$k = W_i : F_i$ $P = K$ $n = 14{,}3$	der Spannungsverteilung und $e + \delta_3'$ P = 30 t	der Spannungsverteilung und $e + \delta_3'$ $P = K$	Bemerkung
	k_x	ohne	6,9	6,9	7,0	7,0	K = Knicklast
		mit	4,9	5,6	5,2	4,8	
	k_y	ohne	4,2	4,2	—	—	
		mit	3,3	3,6	—	3,4	

Der Biegewiderstand kann aus den gemessenen Durchbiegungen in Stabmitte berechnet werden.

Gemessen war die Durchbiegung in Stabmitte gegenüber der Verbindungssehne durch die nahe den Stabenden gelegenen Meßpunkte für die räumlichen Bewegungen der Stabenden (δ_3 in Bild 8). Die Gesamtausbiegung der Stabmitte gegenüber der durch die Schneiden gegebenen Verbindungssehne wurde mit δ_3' bezeichnet. Es bestehen folgende Beziehungen [1]):

(1) $$\delta_3' = e\left(\frac{1}{\cos\frac{h}{2}\sqrt{\frac{P}{EJ}}} - 1\right)$$ $h = 361$ cm = Knicklänge, e = Exzentrizität

(2) $$v = e\left(\frac{\cos x\sqrt{\frac{P}{EJ}}}{\cos\frac{h}{2}\sqrt{\frac{P}{EJ}}} - 1\right)$$ Gleichung der elastischen Linie.

Aus (2) ergibt sich nach kurzer Zwischenrechnung

(3) $$\frac{\delta_3}{e} = \frac{\delta_3'}{e} - \frac{\delta_3''}{e} = \frac{1 - \cos\frac{321}{2}\sqrt{\frac{P}{EJ}}}{\cos\frac{361}{2}\sqrt{\frac{P}{EJ}}}.$$

Hieraus wird auf graphischem Wege der Biegewiderstand EJ ermittelt. Aus Gl. (1) kann dann δ_3' unmittelbar errechnet werden. Die genauen Werte δ_3' stimmen ziemlich genau mit den auf Grund der Annahme einer parabelförmigen Biegelinie errechneten überein, wobei sich $\delta_3' = 1{,}267 \cdot \delta_3$ ergibt. Die aus EJ unter der nicht genau zutreffenden Annahme eines bis zum Bruch konstanten E-Moduls $E_e = 2\,080\,000$ kg/cm² bestimmten Werte $J' = \frac{EJ}{2\,080\,000}$ sind in der Zahlentafel 4 für P = 30 t

[1]) H. Zimmermann, Lehre vom Knicken auf neuer Grundlage. Wilh. Ernst & Sohn, Berlin 1930, S. 20.

und die Knicklast angegeben. Der Biegewiderstand erfährt mit steigender Belastung eine Abminderung, die in Bild 11 für einige Stützen dargestellt ist. Für die Abminderung sind mehrere Gründe maßgebend.

Von Einfluß ist zunächst die Abnahme des Elastizitätsmoduls für den Stahl bei steigender Beanspruchung. Dieser Einfluß läßt sich annähernd aus dem Ergebnis des Versuches Nr. 14 übersehen, in dem der Rahmen exzentrisch zur Materialachse, Schneiden parallel den Flanschen untersucht worden sind, so daß eine Abminderung wegen der Rahmenstababminderung nicht in Frage kommt. Das wegen der geringen Beanspruchung als nicht abgemindert anzusehende Trägheitsmoment bei $P = 30$ t ergibt sich zu 1182 cm⁴ gegenüber einem Tafelwert von 1210 cm⁴, was durch den kleineren Querschnitt (38,2 gegen soll 40,8) zu erklären ist. Bei der Knicklast errechnet sich J' nur zu 1080 cm⁴, so daß der Einfluß des geringer werdenden Elastizitätsmoduls etwa 9 % beträgt.

Für den Rahmenstab mit Beton sind für die Abminderung vor allem die Veränderlichkeit des Elastizitätsmoduls des Betons und die Querkräfte von Bedeutung. Das Trägheitsmoment der Stäbe der Versuche 2 bis 5 beträgt unter Berücksichtigung des geringeren Stahlquerschnitts im Mittel unter Einsetzung von $n = 7{,}3$ 3410 cm⁴ gegenüber einem bei $P = 30$ t aus den Versuchen errechneten Wert von im Mittel $J_i = 3310$ cm⁴. Bei der Knicklast errechnet sich das Trägheitsmoment unter Annahme von $n = 14{,}3$ zu $J' = 3010$ cm⁴, während sich aus der Durchbiegung ein viel kleinerer Wert ergibt, der je nach der Exzentrizität zwischen 2330 und 2870 cm⁴ liegt. Auch für die Rahmenstäbe mit Beton haben somit die Querkräfte einen erheblichen Einfluß. Beim Knicken der Stäbe mit Beton um die Materialachse (Versuch Nr. 12) ergibt sich bei der Knicklast mit $n = 14{,}3$ $J_i = 1439$ cm⁴, während aus der Durchbiegung $J' = 1414$ cm⁴ zu errechnen ist.

Für den Rahmenstab ohne Beton ist die ausschlaggebende Ursache für die Abminderung das Auftreten von Querkräften bei größerer Ausbiegung, durch die sowohl Bindebleche wie ⊏-Profile beansprucht werden und durch die größere Durchbiegungen auftreten. Solange bei mittiger Belastung die Ausbiegung 0 oder nahezu 0 ist, und solange bei außermittiger Belastung die Kräfte und damit die Ausbiegungen so klein gegenüber der Exzentrizität bleiben, daß sie gegenüber dieser vernachlässigt werden können, werden die ⊏-Profile nur auf Druck bzw. nur auf Druck und Biegung beansprucht, wobei in allen Querschnitten eines Profils die gleiche Spannungsverteilung herrscht. Bei größeren Ausbiegungen darf der Einfluß der Querkräfte nicht mehr vernachlässigt werden. Ihr Einfluß ist durch den Abminderungskoeffizienten zu erfassen, unter dem die Zahl β zu verstehen ist, mit der das Trägheitsmoment eines Rahmenstabes zu multiplizieren ist, um ohne Berücksichtigung der Querkräfte in Gurtungen und Bindeblechen dieselbe Durchbiegung zu errechnen, die tatsächlich infolge von Normalkräften, Momenten und Querkräften auftritt.

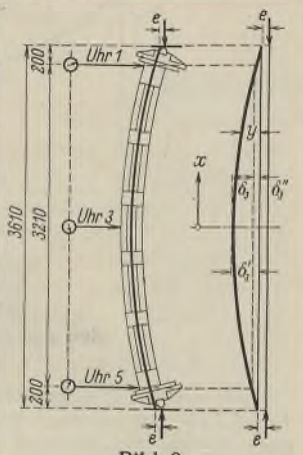


Bild 8.
Ausbiegung einer außermittig gedrückten Stütze.

Aus den Versuchswerten lassen sich nicht nur die Abminderungskoeffizienten für außermittigen Druck β, sondern auch die für mittigen Druck β_0 ermitteln. Die Momentenfläche des Stabes $M = P(e + y)$ wird zerlegt in $M_1 = P e$ und $M_2 = P y$ (s. Bild 8), die nacheinander wirkend gedacht seien. Zusammen müssen sie die Durchbiegung δ_3' hervorrufen. $M_1 = P e$ verursacht in allen Querschnitten der ⊏-Profile denselben Spannungszustand, so daß hierfür nur das ungeminderte Trägheitsmoment in Frage kommt. Anders $M_2 = P \delta_3'$. Dies wechselt von Querschnitt zu Querschnitt und ähnelt, abgesehen von der Form der Biegelinie, auf die es beim Knicken nicht so sehr ankommt, dem Biegemoment einer knickenden, mittig gedrückten Stütze. Hier ist also das abgeminderte Trägheitsmoment $\beta_0 J$ maßgebend. Es ergibt sich:

$$\delta_3' = \frac{1}{E J} \int_{-h/2}^{h/2} M_1 M' \, dx + \frac{1}{E J \beta_0} \int_{-h/2}^{+h/2} M_2 M' \, dx,$$

wo $M_1 = P e \qquad M_2 = P y$

und M' das Moment infolge einer in Stabmitte senkrecht zur Stabachse angreifenden virtuellen Last 1 ist

$$M' = 1 \cdot \frac{h}{4} \left(1 - \frac{2x}{h}\right).$$

Unter der vereinfachenden Annahme, daß die Biegelinie eine quadratische Parabel sei (s. a. Müller-Breslau), errechnet man hieraus

$$\beta_0 = \frac{\frac{5}{6} \cdot \delta_3'}{\delta_3' \cdot \frac{8 E J}{P h^2} - e}. \tag{4}$$

Die Abhängigkeit der Zahl β von $\frac{e}{\delta_3'}$ ergibt sich aus derselben Rechnung zu

$$\beta = \frac{\frac{e}{\delta_3'} + \frac{5}{6}}{\frac{e}{\delta_3'} + \frac{5}{6\beta_0}}, \tag{5}$$

ebenso die Abhängigkeit von der Last P zu

$$\beta = 1 - \frac{5}{48} \cdot \frac{P h^2}{E J} \left(\frac{1}{\beta_0} - 1\right). \tag{6}$$

Die Gl. (6) ergibt allerdings für β eine lineare Abhängigkeit von P, die mit der in Bild 11 dargestellten Funktion des Trägheitsmomentes J' von der Last P nicht übereinstimmt.

Zum Vergleich für den nach Gl. (4) zu errechnenden Wert β_0 steht der von Müller-Breslau angegebene Wert β_0 zur Verfügung. Danach wird die Abminderung für den zentrisch gedrückten Stab wie folgt errechnet:

$$J' = J_1 \cdot \frac{\mu}{\left(1 + 0{,}4 \cdot \frac{J_1 + 2 J_2}{n^2 J_2} \cdot \mu\right)\left(1 + \frac{5}{4} \cdot \varepsilon\right)} = \beta_0 J_1.$$

Hierin ist

F_e der Querschnitt der ⊏-Profile = 40,8 cm².
F_{bl} der Querschnitt zweier Bindebleche = $2 \cdot 14 \cdot 0{,}8 = 22{,}4$ cm².
h der Abstand der Schwerachsen der ⊏-Profile = 16 cm.
h' der Abstand der Nietlinien beider ⊏-Profile = 12,5 cm.
b die Breite der Bindebleche = 14 cm.
λ der Abstand der Bindebleche von Mitte zu Mitte = 60 cm.
n die Anzahl der Felder = 5.
J_2 das Trägheitsmoment eines ⊏-Profils = 62,7 cm².
$J_1 = \frac{F_e h^2}{4} + 2 J_2$ das ungeminderte Trägheitsmoment des Gesamtquerschnitts = 2737 cm⁴.

$$\mu = \left(\frac{2n}{\pi}\right)^2 \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{2n}\right) = 1{,}069.$$

$$\varepsilon = \frac{2 F_e h}{n^2 F_{bl} \lambda}\left(3 + \frac{h h'}{b^2}\right) = 0{,}156.$$

β_0 der Abminderungskoeffizient bei zentrischem Druck.

Es wird also danach

$$J' = J_1 \cdot \frac{1{,}069}{\left(1 + 0{,}4 \cdot \frac{2737 + 2 \cdot 62{,}7}{5 \cdot 5 \cdot 62{,}7} \cdot 1{,}069\right)\left(1 + \frac{5}{4} \cdot 0{,}156\right)} = J_1 \cdot 0{,}503$$

und $$\beta_0 = 0{,}503.$$

In Zahlentafel 6 sind die aus den Versuchen errechneten Abminderungskoeffizienten für die Rahmenstäbe ohne Beton angegeben, und zwar der Wert β_0 nach Gl. (1) für den mittig gedrückten Stab und der Wert β für den außermittig gedrückten Stab, der sich als Quotient aus dem in Zahlentafel 4 angegebenen Wert J' bei der Knicklast und dem ungeminderten Trägheitsmoment ergibt. Dieses ist zur Berücksichtigung der Abminderung des Biegewiderstandes infolge der größer werdenden Dehnungszahl bei höheren Spannungen, die bei der Betrachtung der Abminderung infolge der Querkräfte außer acht bleiben muß, in allen Versuchen zu $2737 \cdot \frac{1080}{1210} = 2444$ cm⁴ (gemäß Versuch 14, bei dem nur die Abminderung infolge Veränderlichkeit der Dehnungszahl in Frage kommt und den Sollwerten für J nach den Tabellen) eingesetzt worden.

Zahlentafel 6.
Abminderungskoeffizienten.

Versuch	Druck mittig β_0	Druck außermittig β
7	0,523	0,786
8	0,527	0,820
9	0,587	0,863
10	0,517	0,849

Mit Ausnahme von dem Wert für Versuch 9 ergeben sich somit Werte, die dem nach Müller-Breslau berechneten Wert 0,503 recht nahe kommen.

Der Vergleich der Zahlen läßt erkennen, daß die Abminderung des Biegewiderstandes beim zentrisch gedrückten Stab mit Knickgefahr am größten ist. Bei diesem ruft das ganze Stabmoment $P y$ Querkräfte hervor, die die Abminderung herbeiführen, während für den nur gebogenen Stab mit $P = 0$ und $e = \infty$ keine Abminderung eintritt. Der zwischen diesen beiden Grenzfällen liegende außermittig gedrückte Stab mit $M = P(e + y)$

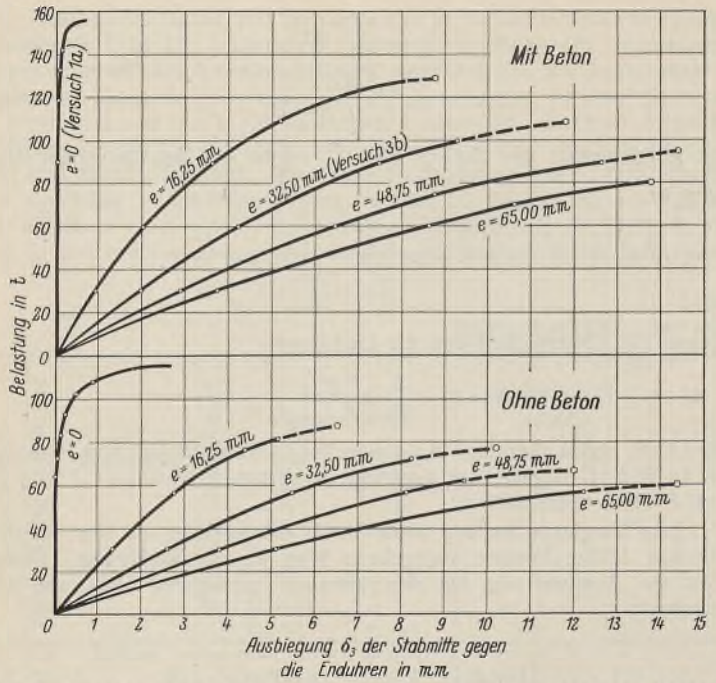


Bild 9. Last-Ausbiegungsdiagramme der außermittig gedrückten Stützen.

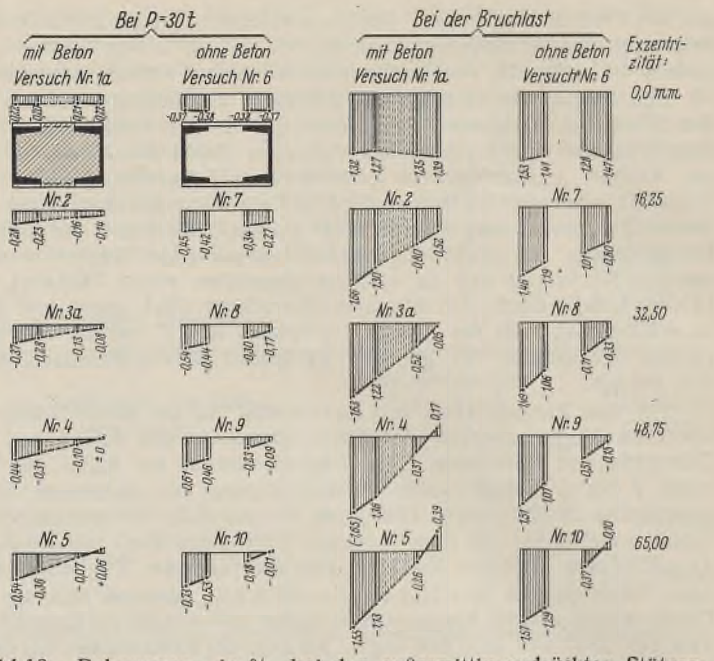


Bild 10. Dehnungen ε in $^0/_{00}$ bei den außermittig gedrückten Stützen. (Die Dehnungen der Vorderseite und Hinterseite sind gemittelt.)

erfährt eine um so größere Abminderung, je größer y gegenüber e wird. Nach den Ausbiegungsmessungen (Zahlentafel 4 und Bild 9) steigt zwar die Ausbiegung mit wachsender Exzentrizität. Die Ausbiegung gegenüber der Anfangsexzentrizität fällt dagegen mit größer werdenden Endhebeln von 50 auf 28 % bei den Rahmenstäben und von 67 auf 28 % bei den Stäben mit Kern. Die Abminderung wird also geringer, je größer die Exzentrizität ist, wie es aus den Werten β für die Rahmenstäbe und noch deutlicher aus den Werten J' beim Bruch für die Stützen mit Kern (Zahlentafel 4) hervorgeht.

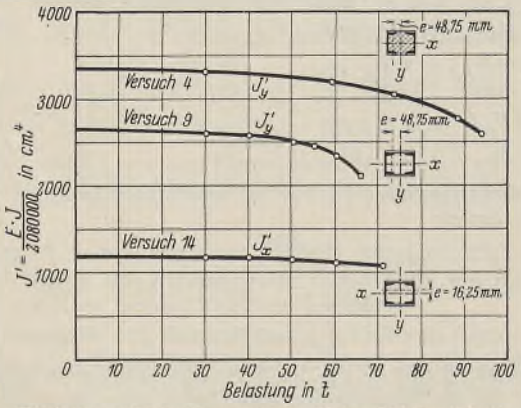


Bild 11. Trägheitsmomente J' in Abhängigkeit von der Last.

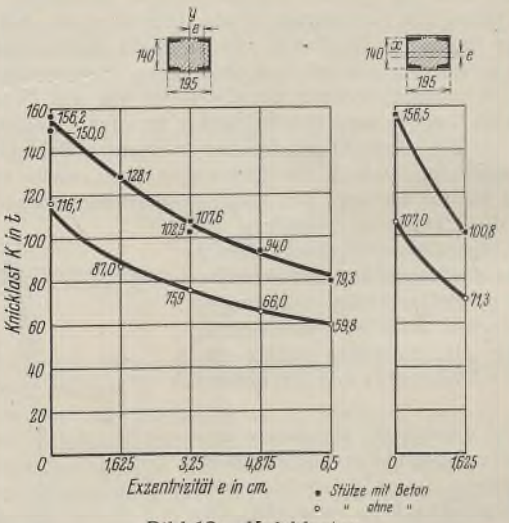


Bild 12. Knicklasten der außermittig gedrückten Stützen.

c) Die Tragfähigkeit der Stützen.

Die in Zahlentafel 4 angegebenen Knicklasten sind in Bild 12 in Abhängigkeit von der Exzentrizität dargestellt. Die Verbindung der einzelnen Punkte läßt die sehr geringe Streuung der einzelnen Versuchsergebnisse erkennen. Die Tragkraft nimmt bei kleinen Exzentrizitäten zunächst stark ab, wird dann jedoch bei größeren Exzentrizitäten gegen weitere Vergrößerung derselben unempfindlicher. Würde man die Knicklast aus einer zunächst konstant angenommenen kritischen Randspannung $\sigma = \frac{K}{F} + \frac{K e}{W}$ zu $K = \sigma \cdot \frac{F W}{W + e F}$ bestimmen, so würde sich für die Knicklast in Abhängigkeit von der Exzentrizität eine gleichgeartete Kurve ergeben.

Hinsichtlich der Brucherscheinungen war nicht in allen Fällen klar zu entscheiden, ob das Knicken des ganzen Stabes erfolgte, oder ob der Bruch durch das Ausknicken eines Einzelstabes eingeleitet wurde. Bei den Versuchen 2 bis 5 knickten die Stützen 3a, 3b und 5 über die ganze Länge, wobei jedoch häufig gleichzeitig das druckseitige ⊏-Profil im Mittelfeld nach außen knickte, was sich aus den Dehnungsmessungen feststellen ließ. Die Stützen 2 und 4 gingen nicht durch Ausknicken im meistbeanspruchten Mittelfeld zu Bruch, sondern durch Fließbeginn in einem dem Mittelfeld benachbarten Feld, wobei dann teilweise auch der Beton an diesen Stellen brach. Bei den unbetonierten Stützen der Versuche 7 bis 10 knickten die Stützen 7, 8 und 9 äußerlich gesehen im ganzen, wobei jedoch teilweise aus den Dehnungsmessungen wieder auf ein gleichzeitiges Ausknicken des druckseitig gelegenen ⊏-Profils im mittleren Rahmenfeld geschlossen werden konnte, während beim Versuch 10 das druckseitige ⊏-Profil im obersten Feld den Bruch einleitete.

Bei der mittig gedrückten Stütze und der mit den größten Endhebeln von 6,5 cm untersuchten Stütze beträgt die Erhöhung der Tragfähigkeit etwa $^1/_3$ der Tragfähigkeit des kernlosen Rahmenstabes. Bei den dazwischenliegenden Versuchen ist die Erhöhung sogar noch größer. Eine Erhöhung der Tragfähigkeit durch die Ausbetonierung bis zu verhältnismäßig großen Exzentrizitäten um wenigstens $^1/_3$ der Tragfähigkeit des Rahmenstabes kann also vorausgesetzt werden.

Ebenso günstig verhielten sich die bei Schneidenanordnung parallel zu den Flanschen untersuchten Stützen. Hier erhöhte sich die Tragfähigkeit durch den Betonkern bei mittigem und außermittigem Druck um über 40 %. Die stärkere Empfindlichkeit der so untersuchten Stützen gegen exzentrischen Druck erklärt sich aus der geringeren Kernweite in dieser Richtung.

Die Knicklast der Stütze mit Kern mit entgegengesetzten, ungleichen Exzentrizitäten (Versuch 15, oben 65,0, unten 32,5 mm) ist nur etwas größer als die Knicklast der mit gleichen Endhebeln von 48,75 mm untersuchten Stütze (Versuch 4). Das größte Biegungsmoment tritt im Versuch 15 direkt an der oberen Endfläche auf. Infolge der hier vorhandenen Endbindung ist jedoch der Querschnitt in Höhe der untersten Niete des obersten Bindebleches als gefährdet anzusehen, für den deshalb in Zahlentafel 4 auch das Moment berechnet worden ist. Der Hebelarm einschließlich der Ausbiegung betrug hier beim Knicken 62,5 mm gegen 66,9 mm (48,75 + 18,12) im Versuch 4.

In Zahlentafel 4 sind auch die unter Berücksichtigung der die Exzentrizität stark vergrößernden Durchbiegung δ_3' errechneten Randspannungen beim Knicken angegeben. Andererseits lassen sich die Randspannungen aus den Stauchungsmessungen recht genau ermitteln, da diese bis zum Knicken proportional mit den errechneten Spannungen verlaufen, so daß störende Einflüsse infolge merklicher, bleibender Verformungen bei den höheren Lasten nicht anzunehmen sind. Die aus den Stauchungen zu entnehmenden Randspannungen stimmen mit den angegebenen Rechnungsspannungen in fast allen Versuchen sehr gut überein, so daß die angegebenen Werte als tatsächlich aufgetretene Spannungen anzusehen sind.

Sowohl bei den Stäben ohne Kern, wie bei den Stäben mit Kern treten die geringsten Kantenspannungen in Höhe der normalen Fließgrenze beim Knicken bei den mittig gedrückten Stäben auf. Bei zusätzlicher Biegung werden die kritischen Randspannungen ganz wesentlich größer als die normale Fließgrenze. Bei den Rahmenstäben ergeben sich mit der Exzentrizität wachsende Randspannungen von 3030 bis 3470 kg/cm². Auch bei den Stützen mit Kern ergeben sich mit der Exzentrizität stark wachsende Randspannungen. Nach den gemessenen Stauchungen sind bei den Stützen mit Kern Spannungen bis zu 3500 kg/cm² aufgetreten. Die Rechnungsspannungen sind hier wohl etwas zu hoch.

Die vergleichsweise angegebenen Fließgrenzen sind an aus den Flanschen entnommenen Zugstäben ermittelt. Einige vergleichsweise mit dem Stegmaterial durchgeführten Versuche ergeben eine im Mittel um 4 bis 5% höhere Fließgrenze. Auch unter Berücksichtigung dieser Werkstoffunterschiede geht aus den Versuchen hervor, daß bei außermittigem Druck Randspannungen ertragen werden können, die merklich größer als die Fließgrenze sind, wobei besonders auf das Ergebnis des Versuches 12 — obere Fließgrenze 3010 kg/cm², Randspannung 3410 kg/cm² — bei dem durch die Schneidenanordnung die mechanischen Eigenschaften des Flanschmaterials maßgebend waren, hingewiesen sei. Der Grund hierfür kann in der bekannten Streckgrenzenerhöhung bei ungleichmäßiger Beanspruchung zu suchen sein, da Stauchungen plastischer Art, deren Auftreten auch höhere Spannungen gemäß den heutigen Anschauungen über die Spannungsformänderungsvorgänge bei exzentrischem Druck verständlich machen würden, bis zum Knicken nicht eingetreten sind. Eine Berechnung exzentrisch gedrückter Stützen auf der Grundlage einer kritischen Randspannung in Höhe der normalen Streckgrenze schließt infolgedessen bereits eine gewisse Sicherheit ein. Andererseits zeigt sich, daß gegen eine Berechnung exzentrisch gedrückter Stäbe auf Grund eines dem zentrisch beanspruchten Flachstab entsprechenden Spannungsformänderungsdiagramms Einwendungen gemacht werden können, da die Streckgrenzenerhöhungen bei zusätzlicher Biegung recht erheblich und vor allem je nach der Biegung verschieden sind.

Die Verwendung eines weniger festen Betons als in den Versuchen würde sich zunächst in einem etwas geringeren Biegewiderstand äußern, so daß bei gleicher Belastung die Ausbiegung und damit die Exzentrizität und damit das Moment für die ausgebogenen Querschnitte größer werden würde. Außerdem würde das ideelle Widerstandsmoment infolge des größeren Wertes n kleiner werden, so daß die kritischen Randspannungen bei kleineren Lasten erreicht werden als bei dem verwendeten Beton. Obwohl die Abminderung nicht allzu stark sein wird, da in den statischen Größen J_i und W_i die Profile den weitaus stärksten Anteil haben, wird sich bei einer Berücksichtigung der mittragenden Wirkung des Betonkerns bei der Berechnung immer ein guter Beton größerer Würfelfestigkeit empfehlen.

5. Zusammenfassung und Schluß.

Mit den vorliegenden Ergebnissen kann die Frage nach dem Einfluß eines Betonkerns zwischen Profilen auf die Knickfestigkeit als in den wesentlichen Punkten geklärt angesehen werden. Die Erweiterung der Ergebnisse auf Beton verschiedenster Festigkeitseigenschaften und die festgestellte sehr gleichmäßige, prozentuale Ausnutzung der Würfelfestigkeit ergibt eine sichere Grundlage für eine Bemessung mittig gedrückter Stäbe in Abhängigkeit von der Quetschgrenze des Stahls und der Würfelfestigkeit des Betons. Für die Tragfähigkeit ist die Feststellung, daß die Stauchungsfähigkeit des Betons durch die umschnürenden Stahlprofile ganz wesentlich gegenüber der ohne diese Umschnürung vergrößert wird, von Bedeutung.

Die Versuche mit den außermittig belasteten Rahmenstäben ohne Betonkern können eine experimentelle Grundlage für die theoretische Behandlung des außermittig gedrückten Rahmenstabes werden, worauf besonders hinzuweisen ist, weil bisher ähnliche Ergebnisse nicht bekannt geworden sind. Eine Erweiterung dieser Untersuchungen für andere Schlankheitsverhältnisse ist erwünscht.

Die exzentrisch belasteten Stäbe mit Betonkern zeigten bis zu großen Exzentrizitäten gegenüber den gleichermaßen belasteten Rahmenstäben ein ähnlich günstiges Verhalten wie die mittig belasteten Stützen. Bei allen Versuchen unter Anwendung außermittigen Druckes waren die Randspannungen beim Knicken merklich größer als die Fließgrenze des Werkstoffes und zeigten in der Regel ein Anwachsen mit der Größe der Exzentrizität.

Mit der Bekanntgabe der Ergebnisse, die in enger Zusammenarbeit des Staatlichen Materialprüfungsamtes Berlin-Dahlem mit dem Deutschen Stahlbau-Verband entstanden sind, darf die Hoffnung ausgesprochen werden, daß diese im Sinne wirtschaftlicher Verwendung der Baustoffe recht bald in den Vorschriften berücksichtigt werden.

Alle Rechte vorbehalten.

Stahl-Getreidesilos.

Von Oberingenieur **A. Stünkel**, Bad Salzbrunn.

Im nationalsozialistischen Deutschland hat die Regierung zur Sicherstellung der Volksernährung u. a. auch den Mühlen die Verpflichtung auferlegt, ein Mehrfaches der monatlichen Vermahlungsmenge von Brotgetreide einzulagern. Daraus ergibt sich für die Mühlen die Notwendigkeit, große Lagerräume zu schaffen, die den gesetzlichen Vorschriften entsprechen.

Für die Schaffung derartiger großer Lagerräume haben sich Stahlsilos sehr zweckmäßig erwiesen und bei der Ausführung verschiedener derartiger bereits im Betrieb befindlicher Stahlsilos (Bild 1 bis 3) hat die Carlshütte Maschinen- und Stahlbau-Gesellschaft m. b. H., Waldenburg-Altwasser, eine Bauweise entwickelt, welche besondere Beachtung verdient.

Der Stahlsilo ist für die Lagerung von Getreide sehr vorteilhaft, vornehmlich im Hinblick auf die Festigkeitseigenschaften des Baustoffes und seiner Luftundurchlässigkeit.

Die Lagerung von Getreide in einzelnen Zellen, die fast hermetisch abgeschlossen sind, nimmt dem Getreide das Atmen und hierdurch wird eine Art Konservierung erzielt, die eine lange Lagerung ermöglicht.

Die Erfahrung hat gelehrt, daß das Getreide sich in den Stahlsilos außerordentlich gut hält und daß ein Schwitzen der Zellen nicht in Frage kommt und eine Entlüftung nicht nötig ist.

Die Beobachtungen haben gezeigt, daß an den Stahlzellenwänden eine verhältnismäßig dünne Getreideschicht die Temperaturunterschiede ausgleicht.

An den Stahlzellen kann sich auch keine Brut für Ungeziefer bilden. Andererseits wäre die Vergasung einer leeren Zelle sehr leicht möglich, um eine restlose Vernichtung von Getreideschädlingen aller Art vorzunehmen, falls sich Anzeichen von Ungeziefer zeigen.

Die Getreidefüllung erzeugt in jeder Tiefe zugehörige Horizontal- und Vertikalkräfte, welche nach einem bestimmten Gesetz mit der Höhe zunehmen. Die Horizontalkräfte lösen an den Wänden Reibungskräfte aus, welche die Vertikalkräfte verkleinern, und diese wiederum verringern die Horizontalkräfte. Bei Berücksichtigung der Reibung an den Wänden ergeben sich für die Horizontal- und die Vertikalkräfte die Beziehungen:

$$p_v = \frac{\gamma F}{k U}\left(1 - e^{-\frac{k U y}{F}}\right) \qquad p_h = \frac{\gamma F}{f U}\left(1 - e^{-\frac{k U y}{F}}\right),$$

welche Jansen in der Z. d. VdI 1895 entwickelt hat. Der Rechnungsgang ist im Taschenbuch für Bauingenieure S. 106 u. f., II. Band, 5. Aufl., veröffentlicht.

Die Horizontalkräfte erzeugen Ringkräfte, welche im Blechmantel und den Längsnähten der zylindrischen Zellen nur kleine Beanspruchungen verursachen. Die Reaktionen aus den Vertikallasten und Vertikaldrücken beanspruchen die Mantelbleche auf Druck und die Verbindungsmittel auf Scherung- bzw. Lochleibung. Diese Reaktion ist maßgebend für die Mantelblechstärke. Ganz besonders beeinflußt die Lochleibungsbeanspruchung in den Rundnähten die Blechstärke.

Die übliche Bauweise stählerner Getreidesilos ist die Vereinigung mehrerer zylindrischer Zellen. Die entstehenden Hohlräume zwischen den runden Zellen werden als Zwischenzellen ausgenützt. Der Inhalt dieser Zwischenzellen ist bedeutend kleiner als jener der Rundzellen, was jedoch für die Stapelung verschiedener Getreidesorten nur ein Vorteil ist.

Die Rundzellen haben den statischen Vorteil, daß die Mantelbleche aus der Füllung Zugspannungen erhalten. Die Zwischenzellen haben den Nachteil, daß bei Einzelfüllung (Nachbarzellen leer) die Mantelbleche Druckspannungen erhalten und auf Knickung beansprucht werden. Um das Ausknicken zu verhindern, werden die Zellenwände miteinander durch Anker verbunden. In diesen erzeugt die Füllung der Zwischenzellen nur Zugkräfte. Die Anker werden erfahrungsgemäß stark bemessen.

In den untersten Blechschüssen hängt der trichterförmige Boden. Diese Blechschüsse übertragen die gesamten Lasten auf die Fundamente

Bild 1. Stahl-Getreidesilo mit mechanischer Beschickungs- und Entleerungsvorrichtung.

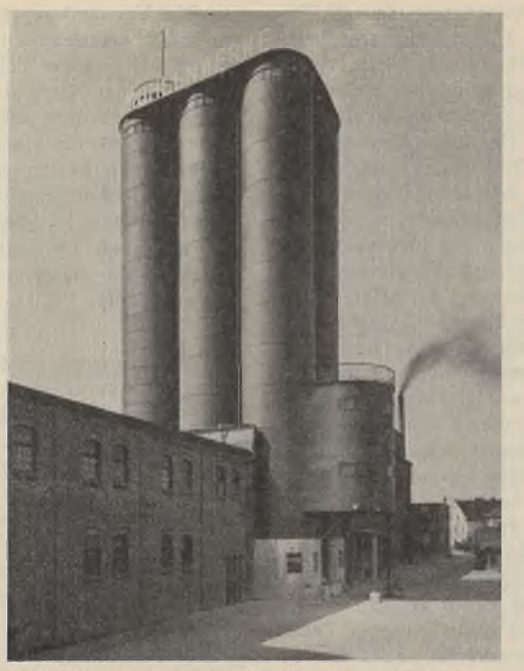


Bild 2. Stahl-Getreidesilo mit mechanischer Einrichtung für 2300 t Fassungsvermögen.

Bild 3. Stahl-Getreidesilo für 2100 t Inhalt.

und erhalten an den Überleitungsstellen der Kräfte reichliche Verstärkungen. An diesen Stellen sind auch die Verankerungen angeordnet, welche die Kräfte aus den Windlasten der leeren Zellen in die Fundamente ableiten.

Die einzelnen Fundamente ruhen auf einer durchgehenden Eisenbetonplatte, welche die Lasten ins Erdreich verteilt.

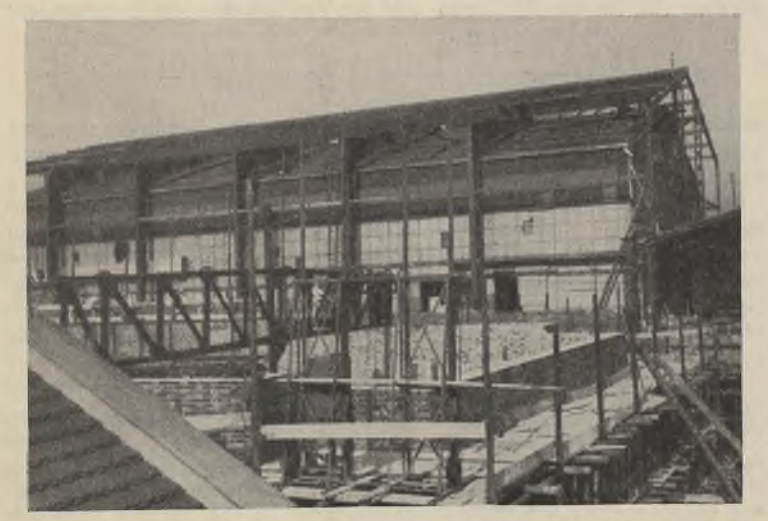
Die Vereinigung der Rundzellen und Verankerung mit dem Fundamentkörper stellen ein homogenes statisches Gebilde dar, welches jederzeit durch Anbau neuer Zellen nach Belieben erweitert werden kann.

Diese Bauart ist nicht die absolut wirtschaftlichste. Die Unterteilung von konzentrisch angeordneten Ringzellen eines großen Zylinders ergibt z. B. eine wirtschaftlichere Lösung, nur erfordert diese Bauweise eine größere Grundfläche, welche nur selten zur Verfügung steht. Die Anwendungsmöglichkeit ist hierdurch beschränkt. Weiter besteht der Nachteil, daß sich diese Bauart nicht erweitern läßt.

Verschiedenes.

Der Umbau der Ufa-Filmateliers in Berlin-Tempelhof. Die Ufa hat mit der Umbauung der Filmateliers 3 und 4 der Universum Film AG. in Berlin-Tempelhof[1]) so gute Erfahrungen gemacht, daß sie sich im Jahre 1934 entschloß, die beiden auf dem Gelände in Tempelhof befindlichen Ateliers 1 und 2 ebenfalls nach den gleichen Gesichtspunkten zu umbauen.

Während das Atelier 2 in seinem ursprünglichen Zustande vollkommen bestehen blieb, wurde das Atelier 1 jedoch aus verschiedenen Gründen ganz abgebrochen und von Grund auf neu erstellt. Die Stahlkonstruktion des alten Ateliers 2 ist im wesentlichen die gleiche wie beim Atelier 4,



da keine Veranlassung bestand, bei dem neu umzubauenden Atelier 2 eine andere Konstruktion zu wählen als bei Atelier 4, zumal sich der vollwandige Zweigelenkrahmen für diesen Zweck zweckmäßig erwies. Zunächst wurden wieder in Höhe der vorhandenen Galerie, also ungefähr etwa 8 m über Boden, rund um das Gebäude herum Doppelunterzüge verlegt zur Aufnahme der 51 cm starken Längs- und Giebelwände. Die Stützen der Längswände stehen diesmal nur unmittelbar unter dem Zweigelenkrahmen und nehmen gleichzeitig die Dach- und Wandlasten auf. Der Abstand der Zweigelenkrahmen beträgt 6,50 m. Die Stützweite derselben 23 m. Während die Stahlkonstruktion kaum Unterschiede gegenüber Atelier 4 aufweist, verdient der Montagevorgang beim Umbau des Ateliers 2 insofern Beachtung, als es diesmal nicht möglich war, von einer Holzrüstung aus die Binder zu verschieben. Die bereits früher erwähnten außerordentlich ungünstigen Platzverhältnisse gestatteten diesmal die Aufstellung einer Montagerüstung nicht. Hier kam der aufstellenden Firma ein anderer Umstand zu Hilfe. Im Gegensatz zu Atelier 4, bei welchem die Dacheindeckung vollständig aus Glas bestand, hat das Atelier 2 jedoch eine massive Hohlsteindecke.

Somit bestand die Möglichkeit, auf dem vorhandenen Dach zu arbeiten und auch geringe Lasten abzusetzen. Nachdem das an der südlichen Längswand des Ateliers 2 angrenzende Atelier 1 abgebrochen war, war man in der Lage, auf beiden Längsseiten Standmaste aufzustellen, mittels welcher die Bindereinzelteile hochgezogen wurden. Je eine Hälfte der fünf Rahmenriegel wurde nun in zwei Stücken von den hart an der Glaswand des Ateliers stehenden Standmasten, an welche im oberen Drittel nach dem Atelier neigbare eiserne Ausleger angebracht waren, auf das Dach befördert. Nachdem dann die Rahmenstiele aufgestellt waren, konnten vom Dach aus die Stöße miteinander verbunden werden. Sämtliche Stöße mußten, wie bereits früher erwähnt, mit Rücksicht auf die feuerpolizeilichen Bestimmungen verschraubt werden.

Das Bild zeigt die südliche Längswand mit einem Fachwerkbinder des davorliegenden neuen Ateliers 1. Von den vielen tausend Fensterscheiben ist bei der schwierigen Montage kaum ein Dutzend zertrümmert worden. Die Montage der Binder des neuen Ateliers 1 konnte ohne besondere Schwierigkeiten durchgeführt werden, da man die Binder vom Halleninnern mittels Standbaum aufsetzen konnte.

Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion des Ateliers 2 beträgt rd. 115 t, das des Ateliers 1 beträgt 65 t.

Die Montage der gesamten Dachkonstruktion zu dem Atelier 2 wurde in der kurzen Zeit von 12 Arbeitstagen bewältigt, die des Ateliers 1 in 6 Tagen.

Der Umbau und die Bauleitung lag wieder in Händen des Herrn Architekten Otto Kohtz, Berlin.

Die statische Berechnung wurde von Herrn Dr.-Ing. Rudolf Roll, Berlin-Lichterfelde, angefertigt. Die Lieferung und die Montage der Stahlkonstruktionen wurde durch die Firma Stahlbau Wittenau, G. m. b. H., Berlin-Borsigwalde, ausgeführt. Ing. Fritz Hanebeck.

[1]) Stahlbau 1932, S. 38.

INHALT: Neues Höchstdruckkraftwerk der I. G. Farbenindustrie Höchst. — Tragfähigkeit von Stahlstützen mit Betonkern bei verschiedenen Betoneigenschaften und bei außermittigem Druck. (Schluß.) — Stahl-Getreidesilo. — Verschiedenes: Der Umbau der Ufa-Filmateliers in Berlin-Tempelhof.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 9.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Schriftleitung:
Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernsprecher: C 1 Steinplatz 0011
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernsprecher: Breslau 421 61

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

8. Jahrgang | BERLIN, 5. Juli 1935 | Heft 14

Alle Rechte vorbehalten.

Der Brand im Reichstagsgebäude.

Ein Beitrag zum Verhalten der Stahlkonstruktion im Feuer.

Von **Gerhard Mensch**, V. D. I., Beratender Ingenieur V. B. I., Berlin-Charlottenburg.

Übersicht:

I. Die Stahlkonstruktion.
1. Die Konstruktion der Kuppel über dem Sitzungssaal.
2. Die Konstruktion der Saaldecke und der Galerien im Sitzungssaal.
II. Das Verhalten der Stahlkonstruktion beim Brande.
1. Die Einwirkung des Brandes auf die Kuppelkonstruktion.
2. Die Einwirkung des Brandes auf die Deckenkonstruktion über dem Sitzungssaal.
III. Die Ingenieurarbeiten bei der Wiederherstellung der Stahlkonstruktion.

Durch den Brand im Reichstagsgebäude im Februar 1933 wurden die Bauingenieure wieder auf ein Meisterwerk der Ingenieurbaukunst aufmerksam gemacht, das heute noch zu den grundlegenden Konstruktionen in der Entwicklung des Stahlbaues zu rechnen ist. Es ist dies die Kuppelkonstruktion über dem Sitzungssaal, deren Entwurf und statische Berechnung von dem vor kurzem verschiedenen Wirkl. Geh. Oberbaurat Dr. Zimmermann durchgeführt worden ist. Die Klärung der Frage, wie sich diese Kuppel unter den Einwirkungen des Feuers verhalten hat, ist für die Beurteilung der Feuersicherheit nicht ummantelter Stahlkonstruktionen und ihrer baulichen Gestaltung und Durchbildung von besonderer Wichtigkeit.

I. Die Stahlkonstruktion.

1. Die Konstruktion der Kuppel über dem Sitzungssaal.

Die besondere Aufgabe, die im Jahre 1889 dem Konstrukteur mit der Durchbildung der Kuppelkonstruktion gestellt wurde, lag darin, daß der Bau in vierjähriger Bauzeit schon weit vorgeschritten war, als der Entschluß gefaßt wurde, die Kuppel an ihrer jetzigen Stelle, also über dem Plenarsitzungssaal anzuordnen. Da das bereits ausgeführte Mauerwerk nicht in der Lage war, die Kräfte aus einer normalen Kuppel aufzunehmen, so handelte es sich darum, eine Konstruktion zu finden, die den massiven Unterbau so beanspruchte, daß die erforderlich werdenden Verstärkungen des Mauerwerks in erträglichen Grenzen bleiben konnten. Dadurch entstand die heute unter dem Namen „Zimmermannkuppel" bekannte Konstruktion, die in glücklicher Weise die vielen durch die besondere Aufgabe sich ergebenden Fragen löste.

Der Grundriß des Hauptgeschosses (Bild 1) läßt erkennen, daß auf der Westseite des Sitzungssaales (nach dem Königsplatz zu) zwei massive Pfeiler zur Verfügung standen, die ursprünglich als östliche Widerlager der über der westlichen Eingangshalle geplanten Kuppel dienen sollten. Auf der Ostseite wurden in dem durch Verlegung zweier Nebentreppen gewonnenen Raum zwei neue Pfeiler hochgeführt, die durch einen massiven Parabelbogen miteinander verbunden sind.

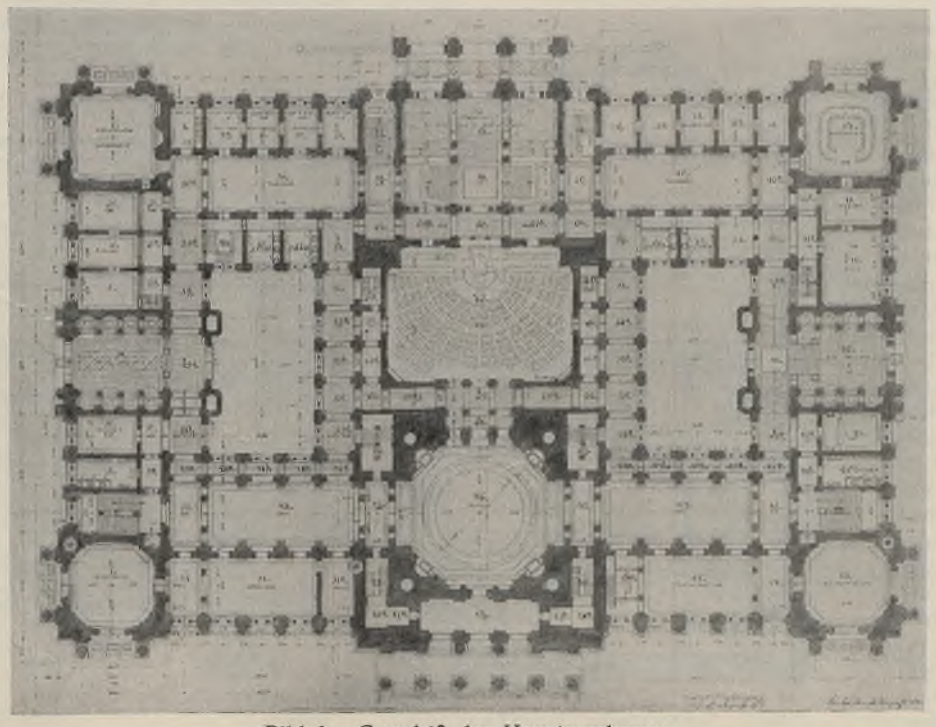


Bild 1. Grundriß des Hauptgeschosses.

Einen guten Überblick über den Gesamtaufbau der Kuppel gibt der Querschnitt (Bild 2). Der eigentliche Kuppelraum ist nach unten durch eine Glasstaubdecke abgeschlossen; darunter befindet sich der Sitzungssaal mit den seitlichen Galerien. Über der Saaldecke ist der massive Parabelbogen sichtbar und darüber die Kuppelkonstruktion, die das Glasdach und die Laterne trägt.

Das Kuppeldach ist als statisch bestimmtes räumliches Fachwerk ausgebildet. Eine schematische Darstellung des Konstruktionsgedankens zeigt Bild 3. Man erkennt deutlich die Gliederung der Konstruktion in drei verschiedene Teile: das Hauptfachwerk, das mit Doppellinien bezeichnet ist, das Zwischenfachwerk mit der Nebenkuppel und der oberen Laterne, das einfache Linien hat, und das Gratfachwerk, das punktiert ist. Das Hauptfachwerk setzt sich aus den acht Hauptbindern, einem oberen rechteckigen und einem unteren achteckigen Ring und vier Paar gekreuzten Diagonalen zusammen. Die Hauptbinder liegen rechtwinklig zueinander und zu den Umfassungswänden; mit ihren oberen Enden treffen sie zu je zweien in den Ecken des oberen Viereckringes zusammen, während sie sich mit den unteren Enden auf acht allseitig bewegliche Lager stützen. Oberhalb der Lager sind die Fußpunkte der Hauptbinder durch den erwähnten Achteckring miteinander verbunden. Das Zwischenfachwerk besteht aus acht Zwischenbindern und der sich darauf stützenden Nebenkuppel, die ein räumliches Fachwerk von gleicher Anordnung wie das Hauptfachwerk ist, von dem es sich nur durch die Lagerungsweise unterscheidet. Die acht unteren Eckpunkte der Nebenkuppel sind durch die Zwischenbinder in schräger Richtung abgestützt. Die Lasten der Zwischenbinder werden durch einen Fachwerkträger auf die Lager der Hauptkuppel übertragen, was aus Bild 4 ersichtlich ist. Das Gratfachwerk ist unabhängig von der Hauptkuppelkonstruktion ausgebildet, um ein statisch bestimmtes einwandfreies Tragwerk zu behalten. Von den Lagern der Hauptbinder gehen Träger nach den vier Ecken, die dort zusammengeschlossen sind und sich auf ein allseitig bewegliches Lager stützen (Bild 3). Der Gratträger selbst besteht aus einzelnen kurzen Teilen, die räumlich gegen je zwei Nebenträger und das jeweils darunterliegende Gratträgerstück gestützt sind (Bild 4). Die Pfetten des Gratwerkes sind zur Vermeidung von Ringspannungen mit beweg-

lichen Anschlüssen an den Hauptbindern befestigt.

Die Lagerung und Verankerung des gesamten Kuppeltragwerkes wurde in meisterhafter Anpassung an den schon weit vorgeschrittenen Bauzustand des massiven Unterbaues so entworfen, daß die eigentlichen Binderauflager nur senkrechte Lasten auf diesen abgeben. Alle waagerechten Kräfte aus Wind dagegen werden durch besondere Konstruktionsteile so in den Unterbau geleitet, daß die Mauern nur in ihrer Längsrichtung beansprucht werden. Die Festlegung des gesamten Tragwerkes gegen waagerechte Kräfte ist in der Mitte der über dem Mauerwerk liegenden Stäbe des Fußringes erfolgt; sie ist in der Weise durchgeführt, daß an die Fußringe ein biegungsfester Arm angeschlossen ist, der nach unten in das Mauerwerk eingreift und die waagerechten Windkräfte mit Hilfe von besonderen Lagern auf dieses abgibt (Bild 3 u. 6). Durch Anordnung hinreichend großer Spielräume ist dafür gesorgt, daß Bewegungen durch Temperaturänderung in der Richtung senkrecht zu den Außenwänden frei erfolgen können.

An der Nord- und Südseite der Kuppel trat noch eine gewisse Schwierigkeit in der Lagerung dadurch ein, daß die Auflager der Kuppel nicht über den vorhandenen Mauerpfeilern liegen. Bild 5 zeigt den Grundriß der massiven Unterstützungskonstruktion. Man erkennt oben (Ostwand) den waagerechten Schnitt durch den großen Parabelbogen und unten die Westwand, bestehend aus mehreren Mauerschalen und durchgehenden Zwischenpfeilern. Links und rechts sind die Nord- und Südwand dargestellt, mit den Strebepfeilern und den von den Hauptpfeilern dieser Wände ausgehenden Diagonalbogen.

Die Nord-Süd-Achse der Kuppel ist gegenüber der des Unterbaues um 0,9125 m verschoben; die Lager der Kuppel liegen somit nicht über den Mauerpfeilern. Es wurde daher die Einschaltung je eines biegungsfesten Lagerträgers erforderlich, der die Kräfte aus den Lagern der Kuppelkonstruktion in die unterstützenden Pfeiler leitet (Bild 6). Diese Lagerträger weisen in der Mitte je zwei biegungsfeste Arme auf. Der eine Arm sitzt im Mauerwerk und überträgt die in Längsrichtung der Wand wirkenden Windkräfte. Der andere Arm greift nach oben in den Fußring der Kuppel ein. Durch entsprechend großen Spielraum ist auch hier wieder dafür gesorgt, daß Bewegungen quer zur Richtung der Wand infolge Temperaturänderungen möglich sind (vgl. *d* auf Bild 6). Die Auflager *b* auf dem Mauerwerk für die Lagerträger sind Gleitlager, um in Richtung der Wand Verschiebungen der

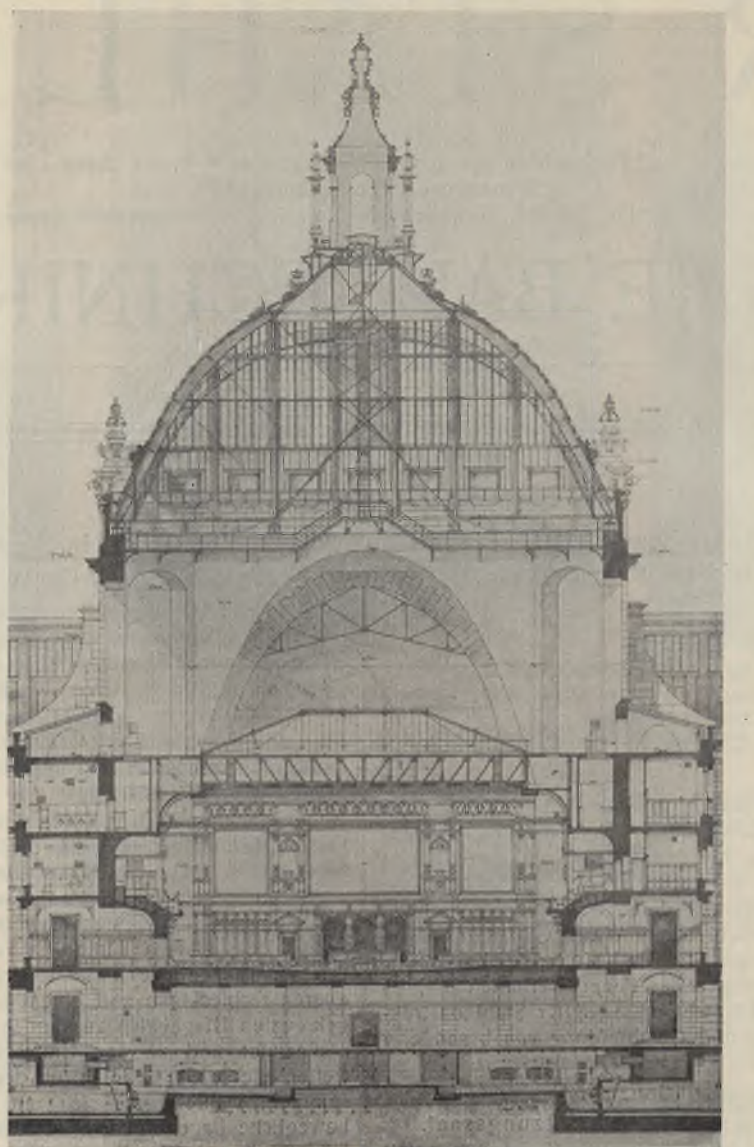


Bild 2. Querschnitt.

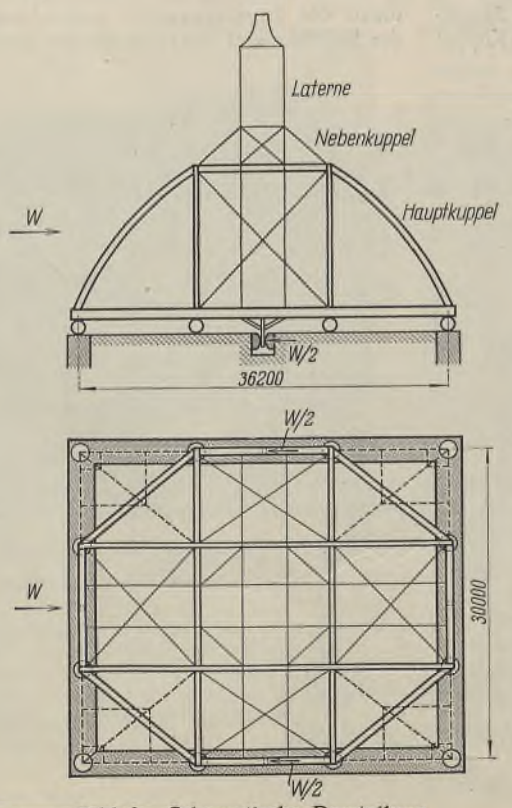


Bild 3. Schematische Darstellung des Kuppeltragwerkes.

Träger zu ermöglichen (s. Schnitt *c—d*, Bild 6), während die Auflager *a* der Kuppel auf den Lagerträgern in Richtung quer zu diesen beweglich ausgebildet sind.

In Bild 7 sind die Bewegungsmöglichkeiten der verschiedenen Lager schematisch dargestellt. Die Lagerträger sind dabei, der größeren Deutlichkeit halber seitlich herausgezeichnet worden. Man erkennt leicht, daß Zwängungsspannungen infolge von Temperaturänderungen nicht auftreten können. Diese Ausbildung der Auflagerung ist für die Erhaltung der Kuppel bei dem Brande mit von ausschlaggebender Bedeutung gewesen.

Die konstruktive Durchbildung der einzelnen Lager zeigen Bild 8 u. 9, davon das erstere die nach vier Seiten verschieblichen Auflager der Ost- und Westseite unmittelbar auf dem Mauerwerk. Die Bewegungen senkrecht zur Wand in beiden Richtungen erfolgen durch die fünf Pendel *a* und senkrecht dazu, also in Richtung der Wand durch die Gleitflächen *b*.

Bild 9 stellt das allseitig bewegliche Auflager der Ecken dar mit dem oberen Kugelkippzapfen und den acht Kugelstelzen.

Wenn schon die Wahl des Systems und die statische Anordnung das Wirken eines genialen Bauingenieurs erkennen lassen, so wird dieser Eindruck noch verstärkt, wenn man die konstruktive Durchbildung der Kuppel in allen ihren Einzelheiten betrachtet. Besonders fällt der durchaus neuzeitliche Eindruck der Stahlkonstruktion auf, der vor allem durch die vollwandige Ausbildung der Haupttragglieder erweckt wird. Zusammen mit der obenerwähnten Lagerausbildung ist die vollwandige Ausbildung entscheidend für das Verhalten bei dem Brande gewesen. Wie weit vorausschauend und bahnbrechend diese Kuppelkonstruktion gewesen ist, wird erst klar, wenn man den auf Bild 10 dargestellten Entwurf zu der Reichstagskuppel betrachtet, der aus der Zeit stammt, bevor Zimmermann mit der Durchführung dieser Aufgabe beauftragt wurde. Daß dieses Tragwerk, das gleichzeitig zur Aussteifung

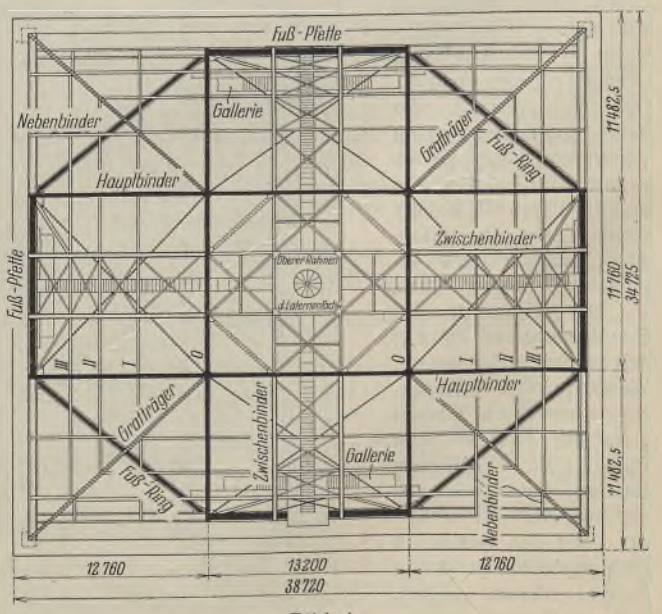


Bild 4.
Grundriß der Kuppelkonstruktion.

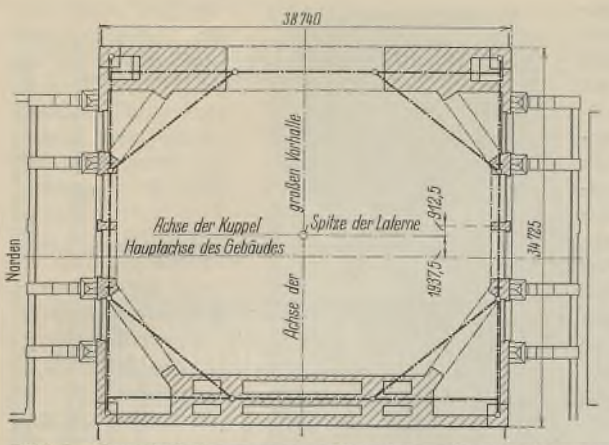


Bild 5. Grundriß des massiven Unterbaues für die Kuppel.

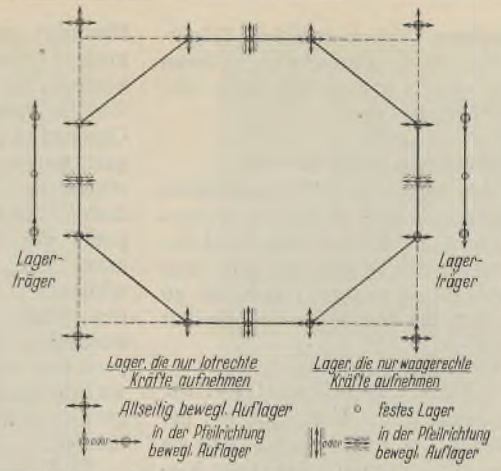


Bild 7. Anordnung der Lager der Kuppel.

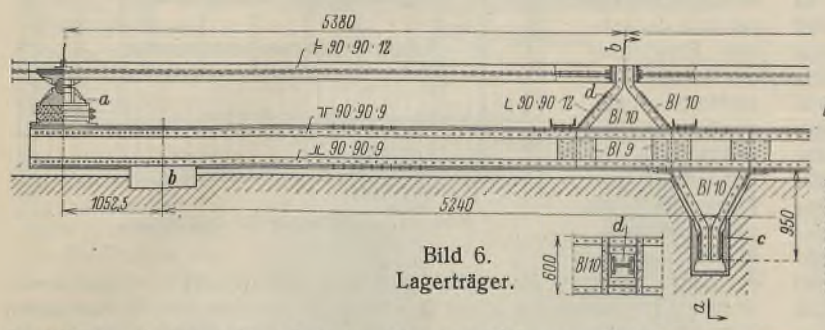


Bild 6. Lagerträger.

Schnitt c—d (vergrößert).

der Wände dienen sollte, bei dem Brande nicht nur selbst eingestürzt wäre, sondern auch noch die Umfassungswände mitgerissen und die beiden unteren Decken zum Einsturz gebracht hätte, ist wohl kaum zu bezweifeln.

Die wichtigsten konstruktiven Einzelheiten sind auf Bild 11 dargestellt, das der Zeitschrift für Bauwesen vom Jahre 1897 entnommen ist. Die Zeichnung des Binders läßt den oberen, senkrechten, und den unteren, waagerechten Fußring erkennen; weiterhin ist der in das Mauerwerk eingreifende Sporn sichtbar, der die waagerechten Kräfte auf die Unterkonstruktion überträgt. Schließlich zeigt das Bild auch die Ausbildung der Pfetten, die aus breitflanschigen Burbacher Profilen bestehen, die nach unten durch Flachstahl abgesprengt sind.

2. Die Konstruktion der Saaldecke und der Galerien im Sitzungssaal.

Wie aus Bild 2 ersichtlich, ist der Sitzungssaal nach oben zunächst durch die Glasstaubdecke abgeschlossen. Das Bild 12 zeigt einen Schnitt durch den Saal von Norden nach Süden, sowie einen Grundriß mit dem Tragwerk der Decke und der Lage der Stützen für die Galeriekonstruktion.

Das Haupttragwerk für die Saaldecke bildeten zwei Gitterträger, die von der Westwand zur Ostwand reichten und in die wiederum zwei Gitterträger (von Norden nach Süden), hier im Schnitt zu sehen, eingehängt waren. In der Untergurtebene der Gitterträger befand sich eine Decke aus buntem Glas, daran anschließend waren viertelkreisförmige Vouten vorhanden, die mit ihren unteren Enden bis an die Decke über den Galerien reichten. Die ganze Konstruktion war oben abgedeckt durch eine besondere Drahtglas-

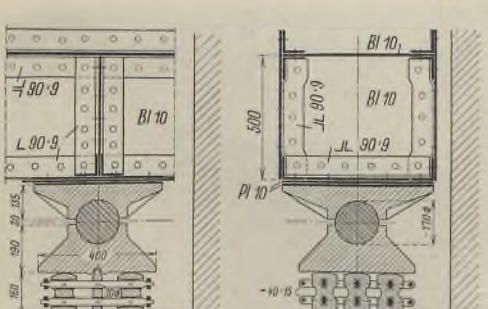


Bild 8. Nach vier Seiten verschiebliche Auflager der Ost-West-Seite.

Bild 9. Allseitig bewegliches Lager der vier Ecken.

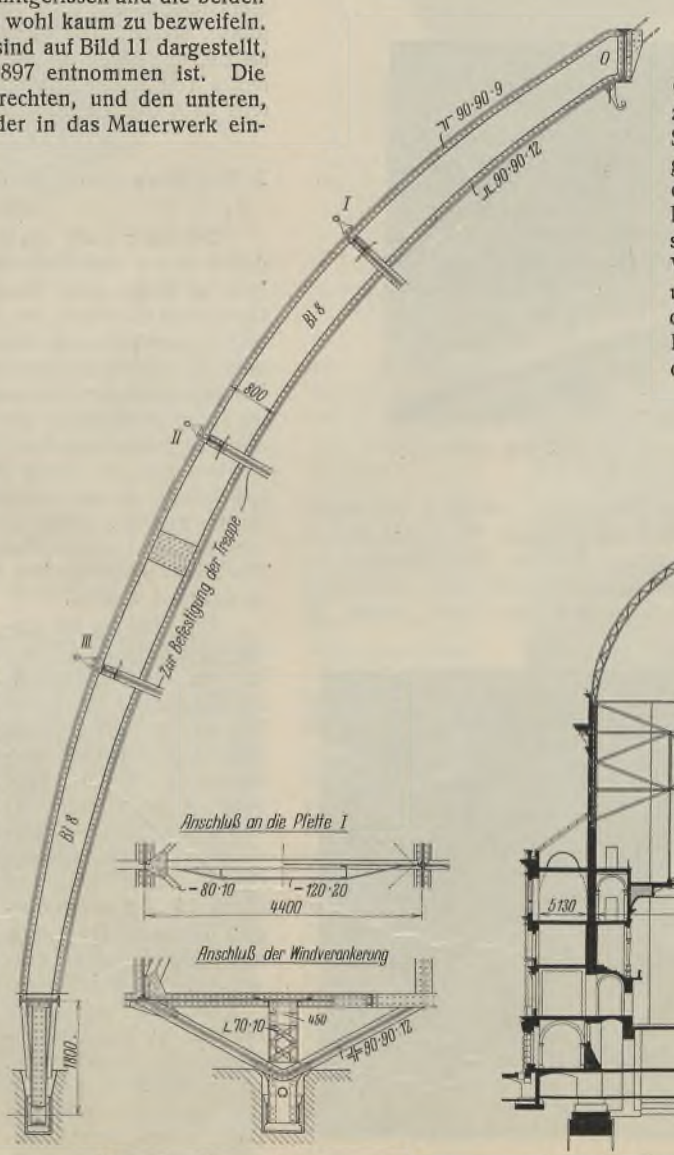


Bild 11. Konstruktion eines Kuppelbinders und einer Pfette.

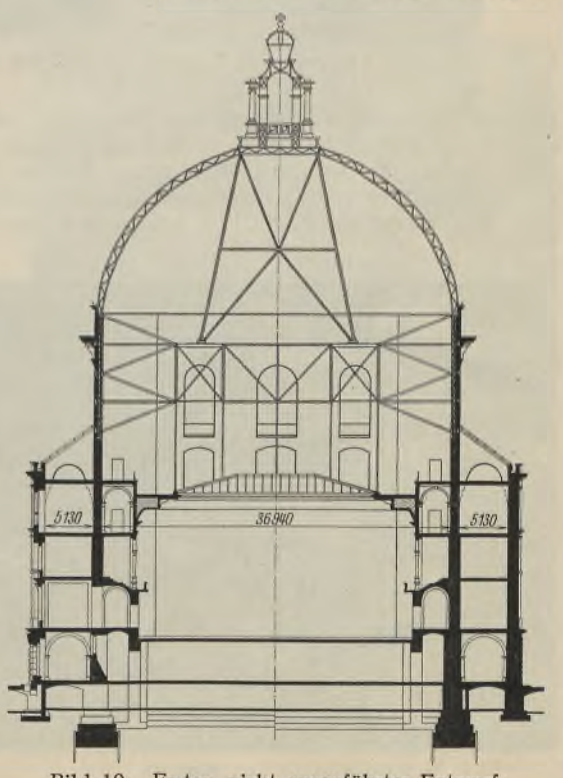


Bild 10. Erster, nicht ausgeführter Entwurf für die Kuppel.

decke; seitlich davon waren leichte begehbare Decken zwischen Trägerlagen vorhanden, die im Grundriß sichtbar sind. Sie wurden, ebenso wie die Decke über den Galerien, von je einer Stützenreihe an den seitlichen Galerien und an der westlichen Galerie getragen.

II. Das Verhalten der Stahlkonstruktion beim Brande.

Die vorstehenden Ausführungen über den Aufbau der Stahlkonstruktion dürften genügen, um das Verhalten der Kuppel während des Brandes verständlich zu machen. Der Verfasser war von der Reichsbaudirektion beauftragt worden, sich gutachtlich über das Verhalten der Baustoffe und über die Standsicherheit der dem Brande ausgesetzten Tragwerke zu äußern und gegebenenfalls Vorschläge für die Wiederherstellung der Konstruktionen zu machen.

1. Die Einwirkungen des Brandes auf die Kuppelkonstruktion.

Die sofort nach dem Brande vorgenommene Untersuchung der beweglichen Lager an den acht Stützpunkten der Kuppel ergab, daß sie in ausgezeichneter Weise den Bewegungen gefolgt waren, die bei der Ausdehnung des Fußringes eintreten mußten. Die Bewegungen in Richtung senkrecht zu den Umfassungswänden sind in Bild 13 an den Stelzen zu erkennen; ihre Schiefstellung nach innen ist darauf zurückzuführen, daß nach dem Brande der nach außen geschobene obere Lagerkörper zwar zurückging, der gleichzeitig nach außen bewegte Mauerpfeiler mit dem Unterteil des Lagers jedoch seine alte Stellung nicht wieder einnahm. Daß aber auch die in Richtung der Wände verschieblichen Gleitlager einwandfrei gearbeitet haben, ist in Bild 14 an der abgeschabten Farbe ersichtlich, aus der sich auch der zurückgelegte Weg auf der Gleitfläche abmessen ließ. Die an dieser Stelle festgestellte Verschiebung betrug 8 mm, während an den Ecken an zusammengedrückten Rinnenblechteilen Bewegungen von etwa 20 mm gemessen werden konnten. Hieraus ergibt sich, daß sich zwei diagonal gegenüberliegende Eckpunkte der Kuppel um etwa 55 mm voneinander entfernt haben. Es wäre nun aber nicht richtig, aus diesen gemessenen Wegen auf die Höchsttemperatur in der Kuppel während des Brandes schließen zu wollen. Der theoretisch hier-

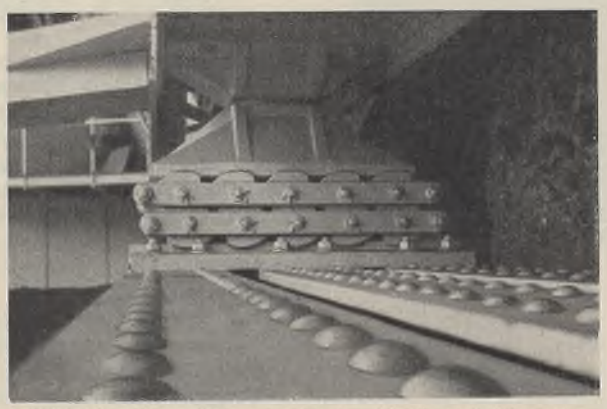


Bild 13. Bewegliches Lager der Nord- und Südseite.

aus sich ergebende Wert beträgt nur etwa 150°, während aus vielen anderen Anzeichen auf einen wesentlich höheren Wert geschlossen werden muß. Zu bedenken ist nämlich, daß der Achteckfußring und die Auflagerträger verhältnismäßig gut geschützt über dem Mauerwerk der Umfassungswände liegen. Im oberen Teil der Kuppel, wohin die

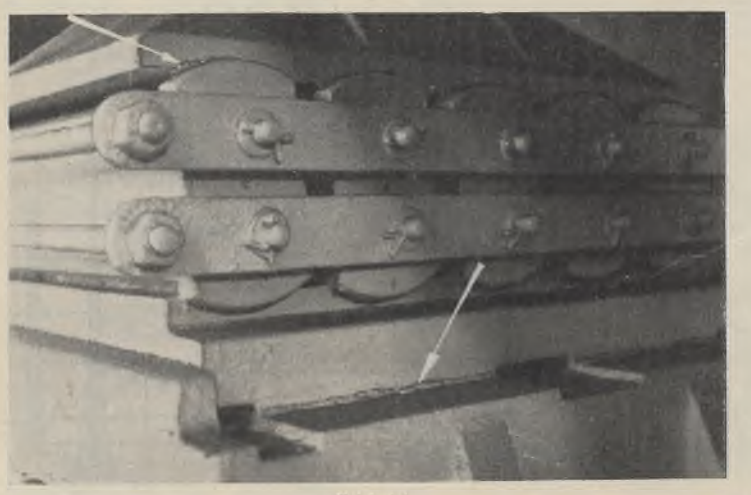


Bild 14.
Bewegliches Lager der Ost- und Westseite.

Flammen ungehindert gelangen konnten, ist das Blei, in dem die Glasplatten gelagert waren, geschmolzen. Aus dem Schmelzpunkt des Bleis kann also geschlossen werden, daß hier mindestens Temperaturen von etwa 320° bis 340° geherrscht haben müssen.

Im ganzen betrachtet, hat sich also die Kuppel trotz der starken Einwirkung der hohen Temperaturen außergewöhnlich gut bewährt. Lediglich dort, wo Flachstäbe als Konstruktionsglieder verwendet waren, mußten Auswechslungen und Erneuerungen vorgenommen werden. Das betraf vor allem den Verband zwischen den Nebenbindern (s. Bild 2 u. 4), dessen Diagonalen aus gekreuzten Flachstählen bestanden, die sich bei der Hitze so viel verlängert und ausgedehnt hatten, daß sie nicht mehr in ihre alte Lage zurückgingen. Diese Stäbe wurden durch Winkelprofile ersetzt. Die gleiche Erscheinung zeigte sich auch bei den Flachstäben, mit denen die Pfetten abgesprengt waren (s. Bild 11). Der waagerechte Teil dieser Absprengung war verhältnismäßig lang und hatte sich teils nach oben, teils nach unten ausgebogen.

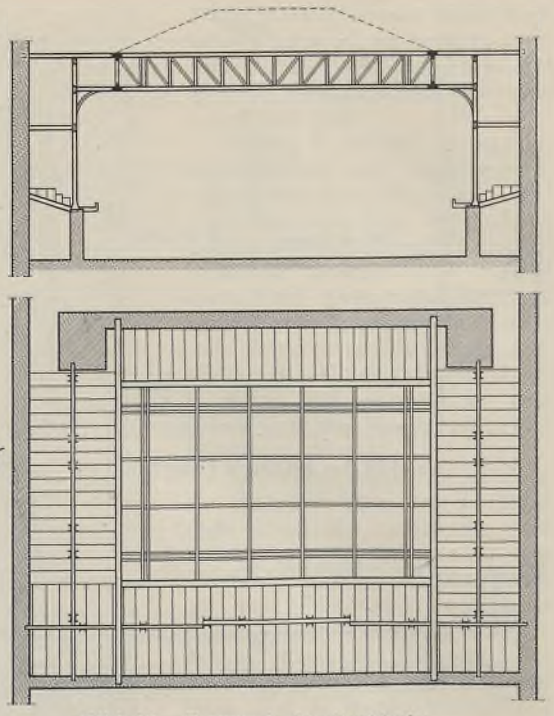


Bild 12. Tragwerk der Saaldecke.

2. Die Einwirkungen des Brandes auf die Deckenkonstruktion über dem Sitzungssaal.

Erheblich mehr als die Konstruktion der Kuppel hat die der Saaldecke sowie der Galerien im Sitzungssaal bei dem Brande gelitten. Bild 15 zeigt einen Blick auf die nördliche Wand des Sitzungssaales. Oben sieht man einen der bereits früher (vgl. Bild 12) erwähnten Fachwerkträger, welche unten die bunte Glasdecke trugen und auf deren Obergurt die Drahtglasdecke lag; beide Glasdecken sind bei dem Brande heruntergefallen. Man erkennt deutlich, wie die Fachwerkträger durch die Hitze beansprucht und verformt worden sind. Verhältnismäßig gering sind die Schäden an den Galeriestützen. Obwohl diese nicht ausgemauert, sondern nur mit einem Gipsmörtel auf Drahtgewebe ummantelt waren, haben sich nur an einigen Stützen Ausbiegungen aus der senkrechten Achse gezeigt. Aber auch diese Stützen waren nach Vornahme entsprechender Ummantelungen noch imstande, ihre Lasten zu tragen. Die das Oberlicht tragenden Fachwerkträger müssen dagegen sämtlich ausgewechselt werden.

Die Ursache für dieses verschiedene Verhalten der Tragkonstruktion der Saaldecke und der Kuppel ist leicht zu erklären. Die Kuppelkonstruktion konnte, dank ihrer genialen Lagerung, sich frei ausdehnen. Die Fachwerkträger der Saaldecke waren hingegen durch die auf dem Obergurt liegende Trägerlage und Massivdecke teilweise festgehalten.

Dadurch entstanden in diesen Trägern beträchtliche Druckkräfte, denen vor allem die nur für Zugkräfte bemessenen Diagonalen nicht gewachsen waren. Schließlich ist wohl auch an-

Bild 15.
Nördlicher Fachwerkträger der Saaldecke.

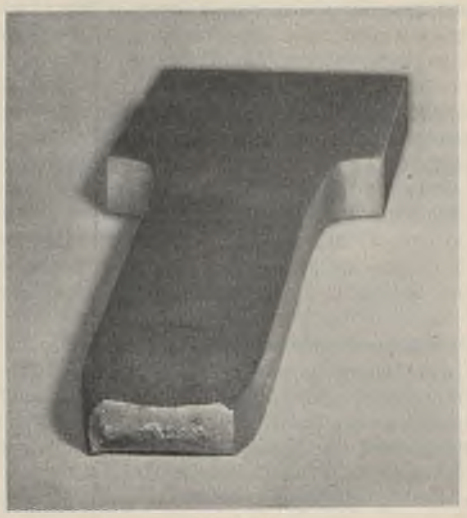
zunehmen, daß die Temperaturen im Bereiche der Saaldecke, die unmittelbar dem Feuer ausgesetzt war, erheblich höher waren als die oben in der Kuppel.

III. Die Ingenieurarbeiten bei der Wiederherstellung der Stahlkonstruktion.

Für die Erstattung des Gutachtens war es zunächst erforderlich, sich ein genaues Bild über die auftretenden Kräfte, vor allen Dingen des Windes und der davon herrührenden Spannungen in der Kuppel auf Grund der heutigen Erkenntnisse der Statik zu verschaffen. Die Berechnung war seinerzeit von Zimmermann für einen waagerecht wirkenden Winddruck von 150 kg/m² durchgeführt worden. Die Saugwirkung des Windes war in der Berechnung nicht berücksichtigt worden. Es erschien darum geboten, eine Nachprüfung und Ergänzung der Zimmermannschen Berechnung daraufhin vorzunehmen. Als Anhalt für die anzusetzenden Kräfte dienten dabei die holländischen Vorschriften[1]) vom Jahre 1932, die bekanntlich im wesentlichen auf Grund der im Göttinger Windkanal ausgeführten Versuche aufgestellt worden sind. Die Stabkräfte und Momente erhöhten sich dabei im allgemeinen nur um etwa 15%; in einzelnen, besonders ungünstigen Querschnitten ergab sich indessen eine Erhöhung um etwa 40%.

Für die Beurteilung der Frage, inwieweit der vorhandene Baustoff (Schweißeisen) durch den Brand gelitten hatte und ob diese erhöhten Spannungen überhaupt noch als zulässig erachtet werden konnten, wurden Materialprüfungen vorgenommen. Zu diesem Zwecke wurde von zwei Binderstegen, zwei Binderflanschen und zwei Pfetten je ein Probestab entnommen, die zu Zerreiß- und Kaltbiegeproben verwendet wurden. Die Zugfestigkeiten lagen zwischen 3730 und 3420 kg/cm². Der letztere Wert unterschreitet die heute für Stahl St 37 geforderte Festigkeit von 3700 also nur um 7,3%, liegt aber immer noch über dem Wert von 3400 kg/cm², der für den heute in großem Umfange verwendeten Handelsbaustahl verlangt wird. Die Streckgrenze betrug bei der geringsten Festigkeit 2100 kg/cm². Die geringste Dehnung von 14,8% lag über der damaligen Forderung (für Schweißeisen) von 12%, unterschreitet allerdings die heute bei St 37 verlangte Mindestdehnung von 20% um 26% und auch die für Handelsbaustahl erforderliche Mindestdehnung von 18%.

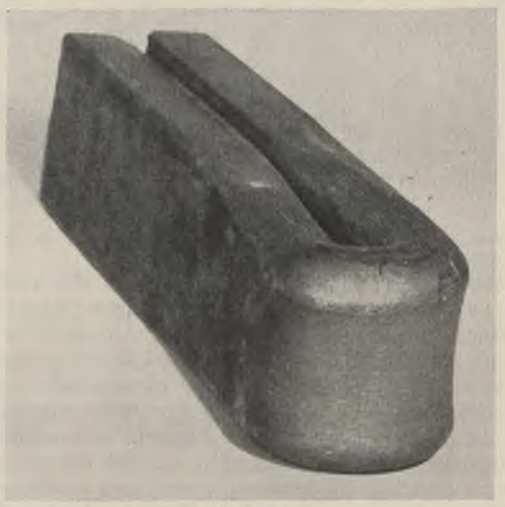
a) Schweißeisen.



b) St 37.

Bild 16a u. b. Zerreißproben.

a) Schweißeisen.



b) St 37.

Bild 17a u. b. Kaltbiegeproben.

Interessant ist noch eine Gegenüberstellung der Proben des zum Reichstagsbau verwendeten Schweißeisens mit solchen von heutigem Flußstahl. In Bild 16 sind zwei Zerreißproben wiedergegeben. Das Bild a zeigt den unregelmäßigen strähnigen Bruch des Schweißeisens ohne jegliche erkennbare Einschnürung. Bild b stellt einen Bruch des St 37 dar; man erkennt deutlich die starke Einschnürung sowie das feinkörnige Gefüge. Ebenso lehrreich ist auch der Vergleich der Kaltbiegeproben. Bild 17b zeigt einen Stab aus St 37, der sich über einen Dorn von halber Stärke des zu biegenden Werkstoffes vollkommen ohne Beschädigungen zusammenschlagen

[1]) Der Entwurf für das DIN-Blatt E 1055, Bl. 4 — Belastungsannahmen im Hochbau, Windbelastung — lag damals noch nicht vor.

Bild 18. Auflagerkonstruktion der Kuppel an der Nordseite.

Bild 19. Innenansicht mit der Eckauflagerung der Kuppel und einem Teil des ausgebrannten und aufgeräumten Sitzungssaales.

ließ. Demgegenüber weist der Stab aus Schweißeisen (Bild 17a) bei erheblich größerem Dorndurchmesser bereits bei einem Biegewinkel von noch nicht 180° Risse sowohl in der Quer- wie auch Längsrichtung auf.

Die Gegenüberstellung dieser Proben zeigt deutlich die Vervollkommnung der Festigkeitseigenschaften unserer heutigen Baustähle.

Unter Berücksichtigung der früher für Schweißeisen geforderten Festigkeitseigenschaften sind die Ergebnisse jedoch als durchaus befriedigend anzusehen. Es lag daher auch kein Grund vor, die errechneten Spannungen nicht als zulässig zu erachten, besonders im Hinblick darauf, daß die jetzt eingesetzte Windbelastung mit Berücksichtigung der Druck- und Sogkräfte zweifellos den oberen möglichen Grenzfall darstellt.

Die mit dem Brande zusammenhängenden Ausbesserungsarbeiten an der Konstruktion der Kuppel waren geringfügig und konnten sich auf die Auswechslung schlaffer Zugdiagonalen, die Anspannung schlaffer Zuggurte der Pfetten und den Ersatz loser Niete beschränken. Ein Bild von dem augenblicklichen Zustand der Kuppel gibt Bild 18, welches die Auflagerkonstruktion der Kuppel an der Nordseite zeigt. Man erkennt den Lagerträger (vgl. hierzu Bild 6) mit den beiden biegungsfesten Armen in der Mitte sowie den beiden Gleitlagern an den Enden. Darüber ist dann der Fußring sichtbar, der in seiner Längsrichtung von dem oberen Arm des Lagerträgers gehalten wird und der in den Knickpunkten senkrecht zur Wand verschieblich auf dem Lagerträger auflagert.

Bild 19 zeigt schließlich einen Blick in die Ecke der Lagerkonstruktion der Kuppel. Vorn ist der Schrägstab des achteckigen Fußringes sichtbar, weiter hinten die Eckauflagerung für die Grate und darunter noch der massive Diagonalbogen zwischen den Wänden des Kuppelunterbaues. Die Aufnahme ist von der Höhe des oberen Zugringes der Nebenkuppel aus gemacht und läßt bis auf den Fußboden des Sitzungssaales sehen. An dem Gegensatz zu dem völlig ausgebrannten und zerstörten Raume unterhalb der Kuppel erkennt man deutlich, wie hervorragend die Kuppelkonstruktion den unvorhergesehenen Beanspruchungen standgehalten hat. Hierfür wissen wir dem großen Ingenieur Dr. Zimmermann Dank, der den Bauingenieuren schon lange mit dem Begriff der Reichstagskuppel untrennbar verbunden ist.

Beantwortung grundsätzlicher Fragen über bauliche Einzelheiten geschweißter Vollwandträger.

Alle Rechte vorbehalten.

Von F. Wansleben, Krefeld.

In den letzten Jahren ist eine durch die Schweißtechnik und das ästhetische Empfinden stark geförderte Bevorzugung vollwandiger Träger und Rahmentragwerke zu erkennen. Hierdurch wird der Konstrukteur besonders im Großbrückenbau vor Aufgaben gestellt, welche die Überprüfung der bestehenden, zum Teil fest eingewurzelten Anschauungen bezüglich der baulichen Grundsätze, die sich vielfach in den behördlichen Vorschriften widerspiegeln, an Hand der inzwischen fortgeschrittenen Erkenntnisse erfordern. Dies ist um so notwendiger, als durch die Schweißtechnik manche neue Gesichtspunkte sowohl in bezug auf die bauliche Durchbildung der Tragwerke als auch auf die zulässigen Beanspruchungen neu hinzugetreten sind.

Zunächst sei die Frage der zulässigen Beanspruchungen von Vollwandträgern betrachtet. Seit einiger Zeit werden immer mehr Stimmen laut, welche für Vollwandkonstruktionen höhere Beanspruchungen zugelassen sehen möchten als für Fachwerke, um eine bessere Wettbewerbsfähigkeit gegen diese zu erlangen. Als Begründung dieser Forderung wird geltend gemacht, daß bei Fachwerken wegen der steifen Knotenanschlüsse der Stäbe in diesen Nebenspannungen auftreten, welche vielfach 30 % der Hauptspannungen und mehr betragen, so daß bei dieser Bauart eine größere Spanne zwischen Grenzbeanspruchung und zulässiger Spannung gerechtfertigt ist als bei den vollwandigen Trägern. Inwieweit diese erwähnte Forderung berechtigt ist, zeigt die Feststellung der Größe jener Beanspruchungen bei Vollwandträgern, welche durch die übliche Berechnungsweise nicht erfaßt werden. Zu diesen Mehrbeanspruchungen gehören:

1. die Wirkung gleichzeitig mit den Biegungsspannungen auftretender Schubspannungen;
2. die Spannungserhöhungen infolge der Krümmung der Gurte;
3. Spannungsspitzen infolge Störung des glatten Spannungsverlaufes bei plötzlichen Querschnittsänderungen und Kerben.

Die erste Art der Mehrbeanspruchuug ist bei einfachen Trägern auf zwei Stützen meist ohne Belang, weil hier in der Regel an den Stellen mit großen Biegungsspannungen kleine Querkräfte herrschen und umgekehrt. Anders ist es bei Trägern mit überkragenden Enden und bei über mehrere Felder durchgehenden Trägern. Hier treffen bei den Stützpunkten die Größtwerte der Biegung und Querkraft zusammen. Nimmt man zur rohen Beurteilung der möglichen Größtspannungen, welche in den Stegen nahe den Gurtungen auftreten, an, daß an der gefährdeten Stelle $\sigma \sim 0{,}9\,\sigma_{max}$ und $\tau \sim 0{,}7\,\sigma_{max}$, dann erhält man als Hauptspannung

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{max}}{2}\left(0{,}9 + \sqrt{0{,}9^2 + 4 \cdot 0{,}7^2}\right) \sim 1{,}29\,\sigma_{max},$$

d. h. Mehrbeanspruchungen erster Art von etwa 30 % der in üblicher Weise errechneten Größtbeanspruchung sind bei vollwandigen Trägern leicht möglich. Man muß daher die Forderung höherer zulässiger Beanspruchungen für Vollwandträger ablehnen. Dieser Entscheidung könnte entgegengehalten werden, daß man die Schubspannungen in den Stegblechen durch Anpassung der Gurtlinienführung an den Momentenverlauf so weit herabmindern kann, daß ihr Einfluß praktisch bedeutungslos wird. Diese Maßnahme bringt aber Spannungserhöhungen zweiter Art mit sich. Sie sind einesteils bedingt durch den nicht mehr linearen Verlauf der Biegungsspannungen und andernteils dadurch, daß die Radialkomponenten der Gurtkräfte in der Krümmung die abstehenden Flanschen der Gurtungen abbiegen, so daß sie nicht mehr voll wirksam sind. Die Spannungserhöhungen der hier angedeuteten Art stehen im umgekehrten Verhältnis zum Krümmungshalbmesser der Gurtlinie und können daher durch geeignete Wahl desselben auf geringer Höhe gehalten werden. Trotzdem muß der ablehnende Standpunkt beibehalten werden, weil die Kunstgriffe zur Verminderung der Spannungserhöhungen nur in seltenen Fällen ausgenutzt werden können.

Auf die Gefahren der Kerbwirkung als dritter Art der Mehrbeanspruchung braucht an dieser Stelle nicht besonders hingewiesen zu werden, weil dies in letzter Zeit in der Fachliteratur über geschweißte Konstruktionen bereits in reichstem Maße getan worden ist. Trotzdem werden noch vielfach bauliche Einzelheiten empfohlen, welche in grundsätzlichem Widerspruch zu der Erkenntnis stehen. Ein Beispiel hierfür unter vielen ist der Versuch, einen Stegblechstoß durch auf- oder eingeschweißte Laschen verbessern zu wollen. Die hierzu erforderlichen Schweißnähte liegen in den Kehlecken eines plötzlichen Querschnittssprunges und, da die Lasche die freie Dehnung des Stegbleches behindert, muß ein erheblicher Teil der Spannkräfte des umgebenden Werkstoffes durch die Schweißnaht in sie geleitet werden. Solche Hilfslaschen, deren ungünstige Wirkung auch schon durch Versuch nachgewiesen ist, können vermieden werden, wenn man für St 37 die Stumpfnaht aus hochwertigem Schweißwerkstoff mit glattgeschliffenen Rändern und für St 52 den in Bild 1 dargestellten Stoß[1]) wählt.

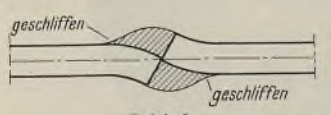


Bild 1.

Ganz besonderes Augenmerk ist auch auf den Anschluß des Steges an die Gurte eines Trägers zu richten, weil er in der stärkst gefährdeten Zone des ganzen Querschnitts liegt. Hier treten Spannungserhöhungen durch Zusammenwirken von Längs- und Schubspannungen und zugleich durch Ablenkung der Schubspannungen beim Übergang vom Steg in den quer hierzu liegenden, wesentlich stärkeren Flansch auf und setzen sich mit den in der Schweißnaht vorhandenen Schrumpfspannungen zusammen. Um sich einen ungefähren Begriff von der Größe der Mehrbeanspruchung infolge der Spannungsumlenkung zu machen, sei nachstehendes Beispiel durchgerechnet.

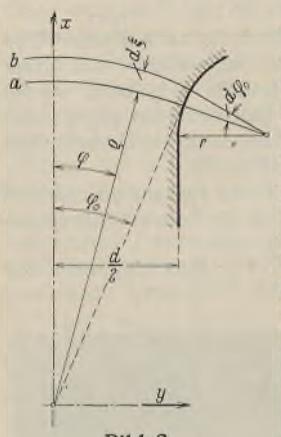


Bild 2.

Betrachtet man zwei benachbarte Schnitte a und b (Bild 2), welche so geformt sind, daß ihr Neigungstangens bezüglich der X-Achse: $\operatorname{tg}\psi = \frac{\tau_{xz}}{\tau_{yz}}$, dann sind diese Schnitte Flächen gleicher Schiebung, d. h. der Schiebungsunterschind $d\zeta$ zwischen beiden Flächen ist überall gleich. Es ist also: $\tau = G \cdot \frac{d\zeta}{d\xi}$. Die beiden Flächen a und b müssen am Querschnittsrande lotrecht zu diesem stehen. Unter Beachtung dieser Grenzbedingung sei näherungsweise angenommen:

$$d\xi \sim d\varphi_0 \left\{ r + \frac{\varrho\,\varphi_0}{2}\left[1 - \left(\frac{\varphi}{\varphi_0}\right)^2\right]\right\}.$$

Setzt man $\tau = A \cdot \frac{d\varphi_0}{d\xi}$ und beachtet, daß $\int_0^{\varphi_0} \tau\varrho\,d\varphi = \frac{S}{2}$ gleich der halben Schubkraft S sein muß, dann ist:

[1]) Von der Fried. Krupp A.-G. zum Schutz angemeldet.

$$\frac{S}{2} = A\varrho \int_0^{\varphi_0} \frac{d\varphi}{\left(r + \frac{\varrho\varphi_0}{2}\right) - \frac{\varrho}{2\varphi_0}\cdot\varphi^2} = \frac{A\varrho}{\sqrt{\left(r+\frac{\varrho\varphi_0}{2}\right)\frac{\varrho}{2\varphi_0}}} \cdot \operatorname{Ar\,Tg}\sqrt{\frac{\frac{\varrho\varphi_0}{2}}{r+\frac{\varrho\varphi_0}{2}}}.$$

Setzt man hierin

$$\varrho\varphi_0 \sim \frac{d}{2}, \text{ dann ist } S = \frac{2A}{\sqrt{\frac{1}{4}+\frac{r}{d}}} \cdot \operatorname{Ar\,Tg}\frac{1}{2\sqrt{\frac{1}{4}+\frac{r}{d}}}.$$

Nun wird für $\varphi = \varphi_0$ $\tau = \tau_{max} = \frac{A}{r}$. Im geraden Teil des Steges ist aber $\tau_0 = \frac{S}{d}$, und es wird das Verhältnis der erhöhten Spannung τ_{max} zur mittleren Spannung τ_0

$$(1) \qquad \frac{\tau_{max}}{\tau_0} = \frac{d}{2r} \cdot \frac{\sqrt{\frac{1}{4}+\frac{r}{d}}}{\operatorname{Ar\,Tg}\frac{1}{2\sqrt{\frac{1}{4}+\frac{r}{d}}}}.$$

Wählt man wie beim normalen Breitflanschträger $\frac{d}{r} = \frac{2}{3}$, dann wird

$$\frac{\tau_{max}}{\tau_0} = \frac{1}{3} \cdot \frac{\frac{1}{2}\sqrt{7}}{\operatorname{Ar\,Tg}\sqrt{\frac{1}{7}}} = 1{,}11,$$ d. h. die Spannungserhöhung beträgt rund 11% der mittleren Beanspruchung.

Daß an dieser Übergangsstelle die üblichen Kehlnähte mit ihren vielen Kerben ganz unangebracht sind, braucht nicht besonders erwähnt zu werden. Aus dieser Erkenntnis heraus hat die Fried. Krupp A.-G. das in Bild 3 dargestellte Flanschprofil entwickelt, bei dem die Schweißnaht aus den gefährdeten Bereich des Querschnitts herausgerückt ist und so liegt, daß sie durch Nachschleifen von jeder Kerbe befreit werden kann.

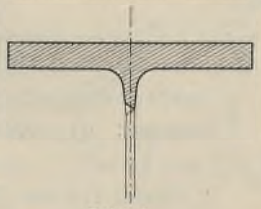


Bild 3.

Trotz der durch zahlreiche Versuchsergebnisse bestätigten Erkenntnis, daß quer zur Spannungsrichtung verlaufende Schweißnähte auf durchgehenden Stäben und Blechen grundsätzlich vermieden werden sollen, hat man sich bisher noch nicht von der alteingewurzelten Anschauung befreien können, daß Stegbleche von Trägern durch aufgeschweißte Querrippen ausgesteift sein müßten. Die statisch nicht notwendigen Anschlüsse dieser Aussteifungen an den Flanschen hat man zwar schon auf verschiedene Art durch Anwendung von Längsnähten verbessert, aber die an sich schon schlechten Kehlnähte der Querrippen auf den durch das Zusammenwirken von Biegungs- und Scherspannungen stark beanspruchten Stegblechen hat man noch nicht beseitigt. Obgleich die in letzter Zeit wieder stark in den Vordergrund des Interesses gerückte Knicktheorie der Bleche einwandfrei zeigt, daß Querausteifungen in den üblichen Abständen für die Erhöhung der Stabilität der Platten nahezu wirkungslos sind, während Längsaussteifungen einen sehr hohen Nutzen haben, scheint es überaus schwer zu sein, sich von dem aus den Kindertagen der Technik stammenden Vorurteil zu befreien, die Querausteifungen der Stegbleche müßten, den Pfosten eines Fachwerks entsprechend, die an jener Stelle des Trägers wirksamen Querkräfte aufnehmen. In einigen Handbüchern des Brückenbaues wird diese Anschauung noch jetzt als Bemessungsregel für die Steifen angegeben, obgleich meist die wenige Seiten vorher ausgesprochene Forderung einer ausreichenden Knicksicherheit des Stegbleches der veralteten Ansicht den Boden entzieht. Queraussteifungen und Queranschlüsse an Vollwandträgern sind nur dort notwendig, wo große Lasten auf den Träger übertragen werden, z. B. Auflagerpunkte und Querträgeranschlüsse. Verlauf und Größe der Kräfte in den Aussteifungen und Trägeranschlußprofilen ergeben sich ohne weiteres aus der Tatsache, daß sich die Anschlußkräfte nahezu gleichmäßig über die Länge des Anschlusses verteilen. Da nun diese Anschlüsse in der Regel auf der Baustelle hergestellt werden, würde es nicht nur dem Grundsatz der Zweckmäßigkeit entsprechen, sondern auch der Forderung der theoretischen Erkenntnis, daß sie besser durch Nietung als durch Schweißung bewirkt werden.

Eine weitere zu beantwortende wichtige Frage ist diejenige der Knicksicherheit einzelner Glieder der Vollwandträger. Während bei genieteten Trägern der Druckgurt meist einen dem Nietabzug entsprechenden Überschuß an Querschnitt hat, der etwa als dem Knickzuschlag gemäß dem ω-Verfahren bei Druckstäben entsprechend angesehen werden kann, ist dieser Überschuß beim geschweißten Träger nicht vorhanden. Es besteht daher die Frage, ob man hier den Druckgurt aus Sicherheitsgründen stärker bemessen soll als den Zuggurt. Die Versuche mit geraden Druckstäben zeigen, daß die Knickspannung im unelastischen Bereich, welcher bei Druckgurten von Trägern fast ausschließlich in Betracht kommt, nahezu unabhängig vom Schlankheitsgrad des Stabes und fast gleich der Streckgrenze des Werkstoffes ist. Die Veränderlichkeit des ω-Wertes ist daher lediglich durch die Veränderlichkeit des Sicherheitsgrades in Abhängigkeit von der Schlankheit des Stabes gegeben. Die Gründe für die Wahl einer höheren Sicherheit bei schlanken Stäben sind:

1. die höhere Gefahr des Krummwerdens während der Bearbeitung und beim Transport;
2. zufällige Außermittigkeit des Kraftangriffs an den Stabenden infolge der Befestigungsart;
3. die Berücksichtigung der Durchbiegung der Stäbe infolge ihres Eigengewichtes, welche bei schlanken Stäben erheblich größer als bei gedrungenen ist.

Dieser dritte Grund für eine erhöhte Knicksicherheit fällt bei den Trägergurten ganz fort. Auch der zweite Grund kommt nicht in Betracht, weil der Kraftangriff durch den Trägersteg immer mittig ist. Der erstgenannte Grund könnte allein in eingeschränktem Maße angeführt werden, und zwar deshalb eingeschränkt, weil der lang durchgehende Gurt, falls er etwa krumm geworden sein sollte, durch den auf der Baustelle eingebauten Verband wieder gerade gerichtet wird. Man kann also sagen, daß man bei Druckgurten vollwandiger Träger im allgemeinen keine erhöhte Sicherheit für Knicken zu fordern braucht, d. h. die nach den Formeln für den elastischen Bereich errechnete Knickspannung braucht die Streckgrenze σ_F des Materials nicht wesentlich zu überschreiten.

Um nun das Grenzverhältnis zwischen der Flanschdicke t, der Flanschbreite b und der freien Gurtlänge l festzustellen, bis zu welchem ein besonderer Nachweis der Knicksicherheit nicht notwendig ist, sei die Knickspannung eines Gurtes untersucht. Der Gurt kann in waagerechter Richtung seitlich ausweichen oder in lotrechter Richtung durch Drehung um seine Mittelachse zerstört werden. Für den ersten Fall ist das widerstehende Trägheitsmoment gemäß Bild 4 $J = \frac{t\,b^3}{12}$. Die auf den Gurt einschließlich dem zugehörigen Anteil des Steges wirkende Druckkraft ist $P = \frac{\sigma_{max}}{e} \cdot S$, wenn hierin $S = F\,e'$ das statische Moment des in Betracht kommenden Querschnittsteiles ist. Mit schätzungsweise $F \sim 1{,}2\,b\,t$ und $e' \sim 0{,}9\,e$ wird dann die Knickkraft $P_K \cong \sigma_K \cdot 1{,}08\,b\,t$. Diese ist aber zugleich auch $P_K = \frac{\pi^2 E J}{l^2} = 1725 \cdot \frac{t b^3}{l^2}$, so daß

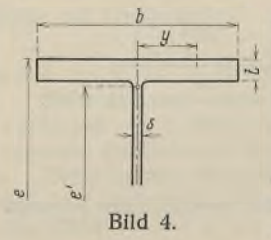


Bild 4.

$\sigma_K \sim 1600\left(\frac{b}{l}\right)^2$.

Setzt man hierin noch $\sigma_K \cong \sigma_F$, dann erhält man das Grenzverhältnis

$$(2) \qquad \frac{l}{b} \cong \sqrt{\frac{1600}{\sigma_F}}.$$

Zur Ermittlung der zweiten Knickmöglichkeit sei die allgemeine Gleichung der Formänderungsarbeit für ebene Platten benutzt. Sie lautet:

$$\frac{m^2 E}{m^2-1} \cdot \frac{s^2}{24}\int_0^l\int_0^a \left\{\left(\frac{\partial^2 z}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 z}{\partial y^2}\right)^2 - 2\frac{m-1}{m}\left[\frac{\partial^2 z}{\partial x^2}\cdot\frac{\partial^2 z}{\partial y^2} - \left(\frac{\partial^2 z}{\partial x\,\partial y}\right)^2\right]\right\} dx\,dy = \frac{\sigma_x}{2}\int_0^l\int_0^a \left(\frac{\partial z}{\partial x}\right)^2 dx\,dy + \frac{\sigma_y}{2}\int_0^l\int_0^a \left(\frac{\partial z}{\partial y}\right)^2 dx\,dy - \tau_{xy}\int_0^l\int_0^a \frac{\partial z}{\partial x}\cdot\frac{\partial z}{\partial y}\cdot dx\,dy.$$

Hieraus wird mit $\sigma_y = \tau_{xy} = 0$, $\sigma_x = \sigma_K$, $s = t$ und $z = C y \cdot \sin\frac{\pi}{l}x$

$$\sigma_K = \frac{m^2 E}{m^2-1}\cdot\frac{t^2}{12}\left[\left(\frac{\pi}{l}\right)^2 + \frac{24}{b^2}\cdot\frac{m-1}{m}\right].$$

Dieser Ausdruck wird ein Minimum für $l = \infty$, und zwar

$$\sigma_K = \frac{2\,m\,E}{m+1}\left(\frac{t}{b}\right)^2 = 3230\left(\frac{t}{b}\right)^2.$$

Hieraus ergibt sich mit $\sigma_K = \sigma_F$ das gesuchte Grenzverhältnis

$$(3) \qquad \frac{b}{t} \cong \sqrt{\frac{3230}{\sigma_F}}.$$

Mit $\sigma_F = 2{,}4$ für St 37 und $\sigma_F = 3{,}6$ für St 52 lautet nun die Regel, daß sich ein besonderer Nachweis der Knicksicherheit eines Druckgurtes erübrigt, solange:

$$(4) \qquad \begin{cases} \text{bei St 37} & 36\,t > b > \frac{l}{25} \\ \text{bei St 52} & 30\,t > b > \frac{l}{21}. \end{cases}$$

In diesem Falle sind auch die kleinen Eckaussteifungen, welche den Gurt gegen Verdrehen sichern sollen, unnötig, so daß auch deren schädliche Quernähte fortfallen.

Bei der geforderten ausschließlichen Anwendung von Längsaussteifungen der Stegbleche werden die von Querträger zu Querträger reichenden Längen der Felder zwischen den Aussteifungen im Verhältnis zu deren Abstand a so groß, daß man sie bei Ermittlung der Knickspannung des Bleches als unbegrenzt annehmen darf. Beachtet man ferner, daß die von Timoschenko[2]) angegebenen Knickformeln für linear veränderlichen Druck immer dann fast genau die gleichen Ergebnisse liefern wie die Rechnung mit gleichmäßigem Druck von mittlerer Größe, wenn im betrachteten Feld nicht gleichzeitig Zug auftritt, dann kann man eine sehr einfache Knickformel für Stegbleche entwickeln, in welcher sowohl die Biegungs- als auch die Schubspannungen im Trägersteg berücksichtigt werden. Setzt man nämlich gemäß Bild 6 in die Gleichung

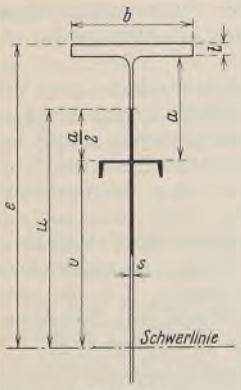


Bild 5.

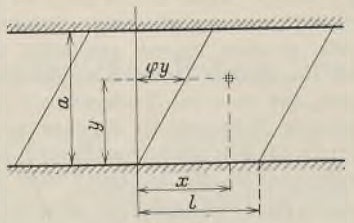


Bild 6.

für die Formänderungsarbeit: $z \sim C \cdot \sin \frac{\pi}{l}(x - \varphi y) \cdot \sin \frac{\pi}{a} \cdot y$ ein, dann findet man mit den Bezeichnungen: $\frac{\sigma}{\tau} = \varrho$ und $\frac{l}{a} = \beta$ die mittlere Knickspannung zu

$$\sigma_K = \frac{m^2 \pi^2 E}{12(m^2-1)} \left(\frac{s}{a}\right)^2 \frac{\frac{(1+\varphi^2)^2}{\beta^2} + \beta^2 + 6\varphi^2 + 2}{1 + \frac{2\varphi}{\varrho}}.$$

Dieser Wert wird zu einem Minimum, wenn $\beta^2 = 1 + \varphi^2$ und $\varphi = \frac{\varrho}{2}\left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2}{\varrho^2}}\right)$ nämlich zu:

$$\sigma_K = \frac{m^2 \pi^2 E}{3(m^2-1)} \left(\frac{s}{a}\right)^2 \varrho^2 \left(\sqrt{1 + \frac{2}{\varrho^2}} - 1\right) = 7590 \left(\frac{s}{a}\right)^2 \mu \tag{5}$$

oder, wenn die Schubspannung maßgebend und $\nu = \frac{\mu}{\varrho}$ gesetzt wird:

$$\tau_K = 7590 \left(\frac{s}{a}\right)^2 \nu. \tag{6}$$

Für die praktische Rechnung wird man die beiden vorstehenden Formeln schreiben

$$s = \frac{a}{87{,}2} \sqrt{\frac{\sigma_K}{\mu}} \quad \text{und} \tag{5a}$$

$$s = \frac{a}{87{,}2} \sqrt{\frac{\tau_K}{\nu}}. \tag{6a}$$

In den Kurventafeln Bild 7 u. 8 sind die Werte μ in Abhängigkeit vom Spannungsverhältnis $\frac{\tau}{\sigma} = \frac{1}{\varrho}$ und die Werte ν in Abhängigkeit vom Verhältnis $\frac{\sigma}{\tau} = \varrho$ aufgetragen. Im letzteren Falle ist die Möglichkeit berücksichtigt, daß σ eine Zugspannung, also ϱ negativ werden kann.

Die Grenzspannung, an welcher die Sicherheit eines Bauwerks gemessen wird, ist die Streckgrenze σ_F. Sollen nun die Gurtungen und das Stegblech eines Trägers gleichzeitig ihre Grenzbeanspruchung erhalten, dann muß mit den Bezeichnungen des Bildes 5 sein:

$$\sigma_K = \frac{u}{e} \cdot \sigma_F \tag{7}$$

oder für die Schubspannungen

$$\tau_K = \frac{\sigma_F}{\sigma_{zul}} \cdot \tau. \tag{8}$$

Die Knickspannungen für Stegbleche liegen demnach stets im elastischen Bereich. Mit Rücksicht auf die Tatsache, daß sich die Schrumpfung der Schweißnähte in den Stegblechen als Druckspannungen bemerkbar machen, ist es empfehlenswert, die Knicksicherheit der Stegbleche etwas zu erhöhen. Dies geschieht am einfachsten durch Änderung der Zahl 87,2 in den Formeln (5a) u. (6a) etwa in die runde Zahl 80, was einer Erhöhung der Sicherheit um etwa 20% entspricht.

Die Längsaussteifungen wird man, um plötzliche Querschnittssprünge zu vermeiden, bei den Querträgeranschlüssen durchführen. Sie bilden also einen Teil des Trägerquerschnitts und erhalten daher eine Druckbeanspruchung. Die Bemessung der Längsaussteifungen erfolgt am einfachsten, indem man sie zusammen mit dem auf sie entfallenden Anteil des Stegbleches als Druckstäbe mit der im elastischen Bereich liegenden Knickspannung $\sigma_K = \frac{v}{e} \cdot \sigma_F = \frac{\pi^2 E i^2}{l^2}$ ansieht.

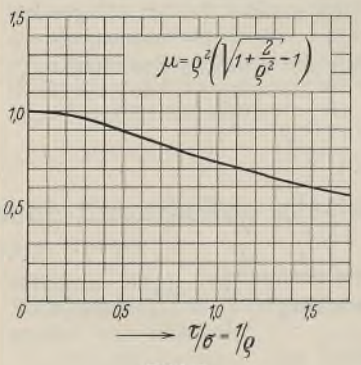


Bild 7.

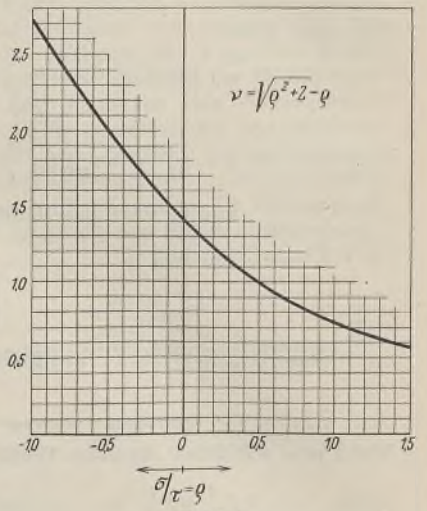


Bild 8.

Die erforderlichen Abmessungen der Aussteifungen findet man aus der Bedingung:

$$i^2 \geqq \frac{v\,\sigma_F\,l^2}{e\,\pi^2\,E} \sim \frac{v\,\sigma_F\,l^2}{2\,e}, \tag{9}$$

wobei l in Metern einzusetzen ist. Die in dieser Formel (9) vorgenommene Abrundung der Zahl 2,07 auf 2 ergibt eine kleine Erhöhung der Sicherheit.

Zahlenbeispiel:

Gegeben: $\sigma_F = 3{,}6$ $\quad \sigma_{zul} = 2{,}1$ $\quad \tau_o = 0{,}6$ $\quad \tau_u = 0{,}75$

$e = 1{,}6$ m $\quad a = 0{,}64$ m $\quad v = 0{,}86$ m $\quad l = 5{,}3$ m.

1. Oberer Teil des Stegbleches:

$u = 0{,}86 + \frac{0{,}64}{2} = 1{,}18$ m $\quad \sigma = \frac{1{,}18}{1{,}6} \cdot 2{,}1 = 1{,}55$ t/cm²

$\frac{\tau_o}{\sigma} = \frac{1}{\varrho} = \frac{0{,}6}{1{,}55} \sim 0{,}39$, also $\mu = 0{,}93$ $\quad \sigma_K = \frac{1{,}18}{1{,}6} \cdot 3{,}6 = 2{,}65$ t/cm²,

erforderlich: $s = \frac{64}{80}\sqrt{\frac{2{,}65}{0{,}93}} = 1{,}35$ cm.

2. Mittlerer Teil des Stegbleches:

$a = v = 0{,}86$ m $\quad \sigma = \frac{0{,}43}{1{,}6} \cdot 2{,}1 = 0{,}565$; $\frac{\sigma}{\tau_u} = \varrho = \frac{0{,}565}{0{,}75} = 0{,}755$,

also $\nu = 0{,}85$ $\quad \tau_K = \frac{3{,}6}{2{,}1} \cdot 0{,}75 = 1{,}285$ t/cm²,

erforderlich: $s = \frac{86}{80}\sqrt{\frac{1{,}285}{0{,}85}} = 1{,}32$ cm.

3. Unterer Teil des Stegbleches:

$a = 1{,}5$ m $\quad \sigma = \frac{-0{,}75}{1{,}6} \cdot 2{,}1 = -0{,}985$; $\varrho = \frac{-0{,}985}{0{,}75} \sim -1{,}31$

$\nu = \sqrt{1{,}31^2 + 2} + 1{,}31 = 3{,}24$,

erforderlich: $s = \frac{150}{80}\sqrt{\frac{1{,}285}{3{,}24}} = 1{,}18$ cm,

gewählt $s = 1{,}4$ cm.

4. Aussteifung.

Erforderlich: $i^2 = \frac{0{,}86 \cdot 3{,}6 \cdot 5{,}3^2}{2 \cdot 1{,}6} = 27{,}7$ cm²

Stegblechanteil: $F' \sim 60 \cdot 1{,}4 = 84$ cm², gewählt: ⊐160·80·12 (s. nebenstehenden Querschnitt)

$F = 84 + 27{,}5 = 111{,}5$ cm²

$J = 719 + \frac{84 \cdot 27.5}{111{,}5} \cdot 11{,}02^2 = 3226$ cm⁴,

vorhanden: $i^2 = \frac{J}{F} = \frac{3226}{111{,}5} \sim 29$ cm².

INHALT: Der Brand im Reichstagsgebäude. — Beantwortung grundsätzlicher Fragen über bauliche Einzelheiten geschweißter Vollwandträger.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 9.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

[2]) Der Eisenbau 1921.

DER STAHLBAU

Schriftleitung:
Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernsprecher: C 1 Steinplatz 0011
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernsprecher: Breslau 421 61

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

8. Jahrgang | BERLIN, 19. Juli 1935 | Heft 15

Alle Rechte vorbehalten.

Die wichtigsten Stahlbauten des Ottmachauer Staubeckens.

Von Oberregierungs- und -baurat i. R. **B. Theuerkauf, Breslau.**

A. Brücken.

Allgemeines.

Bei der Anlage des Ottmachauer Staubeckens mußten aus Gründen der Sicherheit sehr weitgehende Anlagen zur gefahrlosen Abführung der in der Regel plötzlich auftretenden großen Hochwasser der Glatzer Neiße geschaffen werden[1]). Dabei war der ungünstigste Fall anzunehmen, daß das Staubecken beim Eintreffen des Hochwassers bis zur Normalstauhöhe gefüllt ist. Ferner war das höchste bekannte Hochwasser vom Juni 1829 zugrunde zu legen, dessen Scheitelabflußmenge von der Landesanstalt für Gewässerkunde zu 1800 m³/sek errechnet ist, die bei einem Niederschlagsgebiet von rd. 2350 km² einem Abflußwert von 0,77 m³ je km² und sek entsprechen. Dieser Höchstabfluß mußte beibehalten werden, obwohl sich die Abflußverhältnisse durch den Flußausbau der Neiße wesentlich verbessert haben. Das Rückhaltevermögen des dem Hochwasserschutz dienenden Raumes des Beckens über Normalstauhöhe (Hochwasserschutzraum) ist aber so groß, daß der Abfluß aus dem Becken auf einen Höchstwert von 1500 m³/sek abgeschwächt wird.

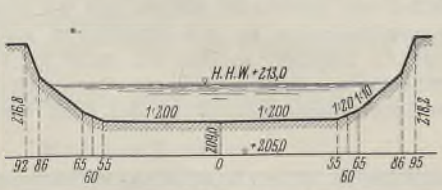


Bild 1.

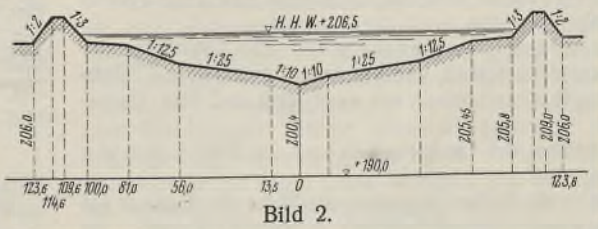


Bild 2.

Bild 1 u. 2. Normalquerschnitte der Umflutmulde.

Für die Abführung des Hochwassers stehen zwar im Grundablaßbauwerk sechs Hochwasser- und zwei Turbinenstollen mit einem Abführungsvermögen von rd. 600 m³/sek zur Verfügung. Im wasserrechtlichen Verfahren machte jedoch der Bezirksausschuß in der Annahme, daß die Verschluß- und Betriebseinrichtungen versagen könnten, die Auflage, daß diese Stollen für die Hochwasserabführung unberücksichtigt bleiben müßten und das ganze Hochwasser über die für jedes Staubecken ohnedies vorgeschriebene Hochwasserentlastungsanlage abzuführen sei. Diese mußte daher für die volle Abflußmenge von 1500 m³/sek bemessen werden.

Die am Westende des südlichen Staudammflügels erbaute Entlastungsanlage (Überfallwehr mit zwei Segmentschützöffnungen von je 15 m Weite) mußte infolgedessen die ungewöhnlich große Länge von 236 m erhalten.

An das Wehr schließt sich eine breite Hochwasserumflutmulde, die die Ortschaft Stübendorf westlich und südlich umfaßt, dann südlich an Friedrichseck vorbeiführt und sich bei Ottmachau, 2 km unterhalb des Staudammes, mit der Neiße vereinigt. Da die Umflutmulde südlich Stübendorf noch den Krebsbach und südlich Friedrichseck einen Hochwasserseitenstrom des „Grundwassers" (offener Wasserlauf) aufzunehmen hat, so kann sich die gesamte Abflußmenge in besonders ungünstigen Fällen auf 1600 m³/sek erhöhen.

Dieser Wert mußte daher der Bemessung der Umflutmulde und ihrer Bauwerke zugrunde gelegt werden.

Bild 1 und 2 stellen zwei Normalquerschnitte der Umflutmulde dar, und zwar Bild 1 für den oberen Teil zwischen Hochwasserentlaster und Krebsbacheinmündung (Haltung I) und Bild 2 für die übrigen Haltungen.

Die Umflutmulde kreuzt drei Landstraßen:

1. die Provinzialstraße Ottmachau—Patschkau (im Zuge der Hauptverkehrsader Oberschlesien—Grafschaft Glatz),
2. eine von dieser Straße zu der Ortschaft Mösen abzweigende Kreisstraße,
3. eine südlich Ottmachau über Schleibitz nach dem Süden des Kreises Neiße führende Kreisstraße.

Zur Überführung dieser Straßen sind rechtwinklig kreuzend drei Brücken mit Überbauten aus Stahl ausgeführt, die in folgendem

1. Stübendorfer Brücke,
2. Mösener Brücke,
3. Schleibitzer Brücke

genannt werden.

Bauprogramm der Brücken.

Stübendorfer Brücke.

Erforderliche Gesamtlichtweite 133 m. In einem Modell der Staatlichen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau war mit Rücksicht auf die Abführung der höchsten Hochwassermenge die Anordnung und Lage zweier Mittelpfeiler festgelegt. Hieraus ergaben sich als Stützweiten für die drei Öffnungen: 46,55 + 49,0 + 46,55 = insgesamt 142,10 m.

Die Breite der Fahrbahn wurde im wasserrechtlichen Verfahren zu 6,0 m und die der beiden Fußwege zu je 1,5 m (Norm Va nach DIN 1071) vorgeschrieben.

Da die Brücke eine freie Strecke mit allseitiger guter Sicht ersetzte, wurde von der Landespolizeibehörde eine Brückenkonstruktion mit oben liegender Fahrbahn verlangt.

Zwischen der Höhe der Fahrbahn an den Widerlagern (217,6 m NN) und dem höchsten Wasserspiegel in der Umflutmulde (213,2 m NN) stand eine Höhe von 4,4 m zur Verfügung.

Mösener Brücke.

Die Brücke wurde mit dem Absturzbauwerk 2 der Umflutmulde derart vereinigt, daß die Wehrwangen am Unterwasser als Brückenwiderlager benutzt und über dem Sturzbett zwei Zwischenpfeiler erbaut wurden. Die Stützweiten wurden wie bei der Stübendorfer Brücke zu 46,55 + 49,0 + 46,55 = 142,10 m angenommen.

Der Abstand der Pfeiler vom Überfall, die Form und die Länge der Pfeiler wurde von der genannten Versuchsanstalt durch Modellversuche am Absturzbauwerk 2 mitbestimmt.

Die Mösener und die Schleibitzer Brücke sollten die Abmessungen der Norm IV erhalten, jedoch mit einer Vergrößerung der Fahrbahnbreite von 5,20 auf 5,50 m. Ferner sollte die Brückenkonstruktion so ausgebildet werden, daß der Umbau des Schrammbordes von 50 cm Breite zu einem zweiten 1,5 m breiten Fußweg beim Bau der Brücke oder später durch den Kreis auf dessen Kosten möglich sein sollte.

Schleibitzer Brücke.

Gesamtlichtweite: 130,90 m.

Zahl der Zwischenpfeiler: 4.

Stützweite: 23,88 + 29,55 + 35,94 + 29,55 + 23,88 = 142,80 m.

Da in dieser Straße bisher keine Rampen vorhanden waren, so war es Aufgabe der Entwurfsbearbeitung, die Höhe und damit die Länge der Rampen wegen der Betriebserschwernis, aber auch aus wirtschaftlichen Gründen soweit als möglich einzuschränken.

Für die Neigungen der Rampen war bei den drei Brücken als obere Grenze ein Steigungsverhältnis von 1 : 40 anzunehmen. In den Brücken selbst wurden Längssteigungen von 1 : 100 zugelassen.

Der kleinste Halbmesser in den Krümmungen der Rampen sollte das Maß von 70 m nicht unterschreiten.

[1]) Bautechn. 1934, Heft 53.

Berechnungsgrundlagen.

Die Tragwerke wurden nach Maßgabe der DIN 1072 und 1073 für Brücken der Klasse I berechnet.

Der statischen Berechnung der Überbauten der zuletzt gebauten Mösener und Schleibitzer Brücke wurden die inzwischen erhöhten Einzellasten, nämlich eine Dampfwalze von 24 t und ein Lastkraftwagen von 12 t Gesamtgewicht, zugrunde gelegt. Außerdem ist die Fahrbahn der Mösener Brücke für den in Bild 3 skizzierten Schwerlastwagen der Bauverwaltung unter Ausschaltung jeder anderen Verkehrslast untersucht worden. Nur mit Hilfe dieses Schwerlastwagens war es nämlich möglich, die besonders schweren Teile der Grundablaßventile und andere schwere Konstruktionsteile zu den Einbaustellen zu schaffen. Da für den Transportweg vom Ottmachauer Bahnhof aus die Tragfähigkeit der in diesem Falle zu passierenden Ottmachauer Straßenbrücke nicht annähernd ausreichte, mußte die Anlieferung über den Bahnhof Mösen und die Mösener Brücke erfolgen.

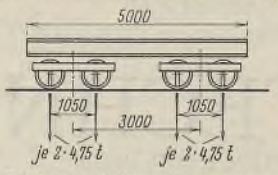


Bild 3. Schwerlastwagen der Bauverwaltung.

Bauart der Brücken.

Stübendorfer Brücke.

Die Unterbauten. Da das Grundwasser reich an aggressiver Kohlensäure ist, mußte die Sohle des Fundamentmauerwerks hiergegen besonders geschützt werden. Als wirksames und sehr empfehlenswertes Mittel ist unter den Widerlagern und Pfeilern ein Sohlenpflaster aus sogenannten Granitpritschen von 30/30 cm Grundfläche und 11 bis 15 cm Höhe hergestellt. Die Fugen sind nach schwachem Rammen der Steinplatten mit Schmelzzementmörtel 1 : 3 vergossen.

Wegen des hohen Erddrucks wurden die Widerlager besonders ausgebildet. Durch Flügelmauern, die in Höhe einer die Böschung der Flutmulde unterbrechenden Berme angeordnet wurden, wird der Erddruck auf zwei getrennte Mauern verteilt, so daß besonders hohe und lange Flügelmauern vermieden werden konnten.

Allgemeine Anordnung der Überbauten. Zur Ermittlung der wirtschaftlich günstigsten Bauart sind verschiedene Lösungen mit Vollwand- und Fachwerkhauptträgern, ferner mit zwei, drei und fünf Hauptträgern untersucht.

Als Trägersystem kamen der Gerberbalken und der Balken auf vier Stützen in engere Wahl.

Zunächst bestanden große Bedenken gegen die Wahl des Balkens auf vier Stützen wegen etwaiger ungleichmäßiger Stützensenkungen. Im Hinblick auf die geringen Bodenpressungen der Pfeiler und Widerlager entschied man sich aber doch für den durchlaufenden Balken, zumal die Bodenuntersuchungen einen gleichmäßigen Baugrund ergaben, der aus festem, kiesigem Ton und darunter aus schwachtonigem Kies besteht.

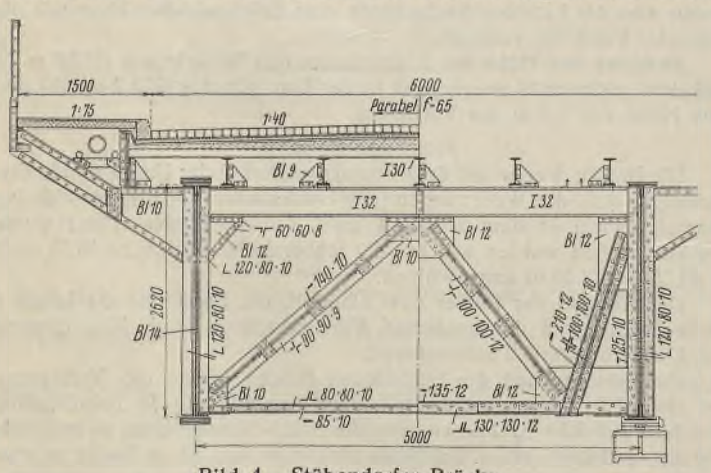


Bild 4. Stübendorfer Brücke. Querschnitt in Brückenmitte und am Auflager.

Die Untersuchung über die wirtschaftlichste Anzahl der Hauptträger fiel bei weitem zugunsten von zwei Hauptträgern aus.

Hiernach ergab sich folgende Lösung:

Zwei durchgehende Vollwandträger als Hauptträger mit einem Abstande von 5 m, einer Feldweite von 3,879 m für die Seitenöffnungen und von 4,083 m für die Mittelöffnung.

Zwei Windverbände sind in Höhe der Hauptträgergurtungen angeordnet.

Über den Querträgern liegen sieben Längsträger, welche die aus Belagstahl bestehende Fahrbahntafel tragen (Bild 4).

Die Fahrbahn besteht aus 8 cm Granit-Kleinpflaster mit Asphaltverguß, 2 cm Sandunterlage, 3 cm Schutzbeton für die Dichtung, 1 cm Isolierschicht und 3,5 bis 10 cm Aufbeton einschl. Glattstrich über der Fahrbahntafel. Die Fahrbahn hat eine Querneigung 1 : 40 mit Ausrundung in der Mitte.

Die Fußwege werden von seitlichen Konsolen in den Ebenen der Querträger getragen. Unter den Fußwegplatten ist Raum zum Unterbringen von Kabeln und Wasserleitungsrohren vorgesehen.

Als Werkstoff ist verwendet

für die Hauptträger . . . . . St 52,
„ „ übrigen Stahlteile . . . St 37,
„ „ Lager Stahlguß . . . . St g 50.81. R
bzw. Schmiedestahl . . St C. 35.61.

Rechnerische und konstruktive Durchbildung der Überbauten. Die statische Berechnung. Die in den Feldgrenzen liegenden Querverbindungen sind Fachwerke, deren Stäbe auch auf Biegung in Anspruch genommen werden und mit den Fußwegkonsolen im Zusammenhange stehen (Bild 4). Die Querträger selbst sind Balken auf drei Stützen mit beiderseitigen Konsolen, das System ist also einfach statisch unbestimmt.

Die Hauptträger sind durchlaufende, symmetrische Balken auf vier Stützen (zweifach statisch unbestimmtes System).

Die größten Biegungsmomente, Quer- und Auflagerkräfte sind unter Berücksichtigung der Verschiedenheit der Trägheitsmomente ermittelt.

Die Zusatzspannungen sind für die Reibung an den beweglichen Auflagern, für eine Senkung eines Mittelpfeilers um 5 cm und für den Einfluß des Windverbandes untersucht. Sie bleiben in dem Spielraum von $2400 - 2100 = 300$ kg/cm².

Die Untersuchung des Stegbleches auf Knicksicherheit nach Bleich, „Theorie und Berechnung der eisernen Brücken", hat für das Verhältnis der kritischen Schubspannung zur vorhandenen Schubspannung (Sicherheitsgrad) den Kleinstwert von 2,23 ergeben. Eine Untersuchung nach Timoschenko (Eisenbau 1921, S. 147 ff.) ergab als kleinsten Sicherheitsgrad den Wert von 2,51.

Die beiden Windverbände sind ebenfalls durchlaufende Balken auf vier Stützen mit gekreuzten Streben und mit Pfosten. Letztere gehören den Querverbindungen an und erhalten im unteren Verband stets nur überwiegende Zugkraft, so daß sie nicht knickfest zu sein brauchen. Die Strebenkräfte ergaben sich aus den größten Querkräften. Bild 5 zeigt die schematische Darstellung des Windverbandes.

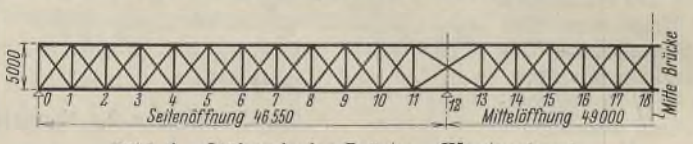


Bild 5. Stübendorfer Brücke. Windverband.

Die Windverbände sind mit den Hauptträgergurtungen und mit den Querträgern fest vernietet. Sie werden daher von den elastischen Längenänderungen der Hauptträgergurtungen beeinflußt. Die Streben im oberen Windverbande wurden erst angenietet, als das Stahlgewicht in den Hauptträgern zur Wirkung gekommen war. Die Streben des unteren Windverbandes wurden eingebaut, nachdem die gesamte Brückeneigenlast von den Hauptträgern getragen wurde. Demnach ist für den oberen Windverband nur die Einwirkung des Restes der ständigen Belastung sowie der Verkehrslast und für den unteren Windverband nur die der Verkehrslast berücksichtigt. Ferner ist auch hier die Einwirkung der Reibung an den beweglichen Auflagern und der nach den vorhergehenden Ausführungen viel zu hoch gegriffenen Senkung einer Mittelstütze um 5 cm auf den Windverband untersucht.

Die Querverbände über den End- und Mittelstützen (Bild 4) tragen außer den Windkräften besonders auch der Möglichkeit Rechnung, daß der ganze Überbau an diesen Punkten unter vorübergehender Ausschaltung des Verkehrs angehoben werden kann.

Konstruktive Durchbildung. Bild 6 zeigt die Ansicht der fertigen Brücke.

Die Hauptträger bestehen aus 14 mm dicken Stegblechen mit je zwei oberen und unteren Gurtwinkeln 140 · 140 · 13 und ein bis drei oberen und unteren Gurtplatten 340 · 10 bis 15. Die normale Stegblechhöhe beträgt 2,62 m, an den Mittelstützen ist die Untergurtung so weit heruntergezogen, daß das Stegblech hier eine Höhe von 3,12 m erreicht. Die Hauptträger werden in den Feldgrenzen (Knotenpunkten) und im allgemeinen in der Mitte der Felder außen und innen durch senkrechte Winkel 80 · 120 · 10 verstärkt. In den Feldern 0—1 und 0′—1′ und da, wo die Stegblechstöße in die Drittelpunkte der Feldlängen fallen, sind gleiche Steifen im ersten und zweiten Drittel der Felder angebracht. Die Stegbleche sind weiter in den Druckspannungszonen, und zwar in 55 cm Abstand vom Rand des Stegbleches durch waagerechte Winkel 80 · 120 · 10, jedoch nur auf der Innenseite ausgesteift.

Die Stegblechstöße mußten nach den bei der großen Breite der Bleche durch die Walzwerke herstellbaren Blechlängen angeordnet werden.

Bild 6. Ansicht der Stübendorfer Brücke.

Die verschiedenen Blechlängen liegen zwischen 3,88 und 6,13 m. Die Stöße sind in der Werkstatt so weit ausgeführt, daß sich für die Montage größtenteils Baulängen von über 10 bis 11 m ergaben. Hierdurch war zwangsläufig die Lage der Gurtplatten- und Gurtwinkelstöße gegeben.

Alle baulichen Einzelheiten der Querschnitte sind aus Bild 4 zu ersehen.

Der obere Windverband liegt in der Ebene des oberen Flansches der Querträger. Die Knotenbleche beider Verbände sind mit Ausgleichfuttern unter bzw. auf den inneren Winkeln der Hauptträgergurtungen angebracht. Die Streben haben ⌞ bzw. ⌋⌊-Querschnitt. Sämtliche Streben kreuzen sich innerhalb der Felder in einer Ebene, die Kreuzung erfolgt in üblicher Weise durch Teilung einer Strebe und Anschluß der Teile an ein Knotenblech im Kreuzungspunkt.

Die Bauhöhe in den normalen Querschnitten beträgt im Durchschnitt 3,3 m, so daß bei der verfügbaren Höhe ein reichlicher Spielraum für den Hochwasserdurchfluß vorhanden ist.

Das Verhältnis der normalen Höhe der Hauptträger zu den Stützweiten ist rd. 1/18.

Das gesamte Stahlgewicht der Brücke beträgt 456 t.

Mösener Brücke.

Allgemeine Anordnung der Überbauten. Durch das Bauprogramm sind die gleichen Stützweiten wie bei der Stübendorfer Brücke gegeben. Auch ist bei dem vorhandenen gleichmäßigen Baugrunde — toniger Sand, darunter fetter Ton von großer Mächtigkeit — das gleiche System gewählt worden.

Das feste Lager (Kipplager) befindet sich auf einem der Mittelpfeiler, die übrigen drei Lager sind beweglich (Walzenkipplager).

Die beiden Hauptträger haben 6,3 m Abstand. Das Tragwerk liegt unter der Fahrbahn.

Jede Öffnung ist in zehn Felder eingeteilt, so daß die Feldlänge in den Seitenöffnungen 4,655 und in der Mittelöffnung 4,9 m beträgt.

Die Hauptträger sind in den Feldgrenzen in derselben Weise wie bei der Stübendorfer Brücke gegeneinander ausgesteift. Außer den Hauptquerträgern sind in jedem Felde zwei Zwischenquerträger eingezogen. Die Anordnung von Längsträgern ist vermieden, um die hohen Rampen entsprechend niedriger zu halten.

Der einseitige Fußweg wird durch Außenkonsolen in den Feldgrenzen getragen.

Ein Windverband ist nur zwischen den Untergurtungen der Hauptträger angeordnet.

Die verwendeten Werkstoffe sind die gleichen wie bei der Stübendorfer Brücke.

Auch der Fahrbahnkörper ist in gleicher Weise ausgeführt, nur mit dem Unterschied, daß die Belagprofile in der Längsrichtung unmittelbar auf den Querträgern ruhen.

Der Fußwegbelag — Betonunterlage mit 1 cm starker Isolierung, 2,5 cm Schutzbeton und 2 cm Asphaltdecke — wird von quer liegenden Belagprofilen getragen.

Rechnerische und konstruktive Durchbildung der Überbauten. Statische Berechnung. Die statische Behandlung unterscheidet sich im allgemeinen nicht von der der Stübendorfer Brücke. Auch hier wurden Stützensenkungen berücksichtigt, und zwar von 4 cm für eine oder beide Mittelstützen.

Der Windverband ist in Bild 7 schematisch dargestellt. Als Gurtquerschnitt für den Windverband wurde die Untergurtung der Hauptträger und ein Stegblechstreifen mit einer Höhe von $15\,\delta$ über der Gurtwinkelkante, d. h. einer Höhe von $14 + 15 \cdot 1{,}4 = 35$ cm angenommen.

Die Querverbindungen über den Auflagern sind wie bei der Stübendorfer Brücke unter der Annahme berechnet, daß der Überbau dort angehoben werden kann, wobei der Verkehr vorübergehend zu sperren ist.

Die Hauptquerträger, welche durch die Querverbände in der Mitte gestützt sind, bilden Balken auf drei Stützen. Die Zwischenquerträger sind Balken auf zwei Stützen, deren Stützweite gleich dem Abstand der Hauptträger (6,3 m) ist, und haben deshalb größere Querschnittsabmessungen als die Hauptträger erhalten.

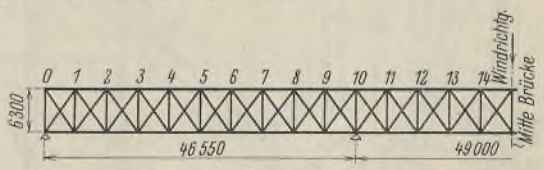


Bild 7. Mösener Brücke. Windverband.

Die Durchbiegungen sind, da es sich um Vollwandträger handelt, für eine gleichmäßig verteilte Last ermittelt. Die Biegungslinien sind unter der Annahme der Vollbelastung a) der Mittelöffnung und b) einer Seitenöffnung mit der Einheitsbelastung = 1 t/m ermittelt, und daraus sind dann die Durchbiegungen bei Vollbelastung beider Seitenöffnungen und der ganzen Brücke zusammengestellt. Die wirklichen Durchbiegungen ergeben sich hieraus durch Multiplikation mit den tatsächlichen Belastungen für 1 m. Diese betragen für die ständige Last 3,8 t/m, für die Verkehrslast ohne Stoßwirkung 2,04 t/m. Die Überhöhungen nach DIN 1073 ergaben für die Seitenöffnungen $57 + \frac{52}{2} = 83$ mm, für die Mittelöffnung $21 + \frac{52}{2} = 47$ mm. Die Brechpunkte der Untergurtungen liegen auf Parabeln, die vorstehende Überhöhungswerte als Stich in der Mitte aufweisen.

Konstruktive Durchbildung. Die Konstruktion der Hauptträger unterscheidet sich nur wenig von der an der Stübendorfer Brücke.

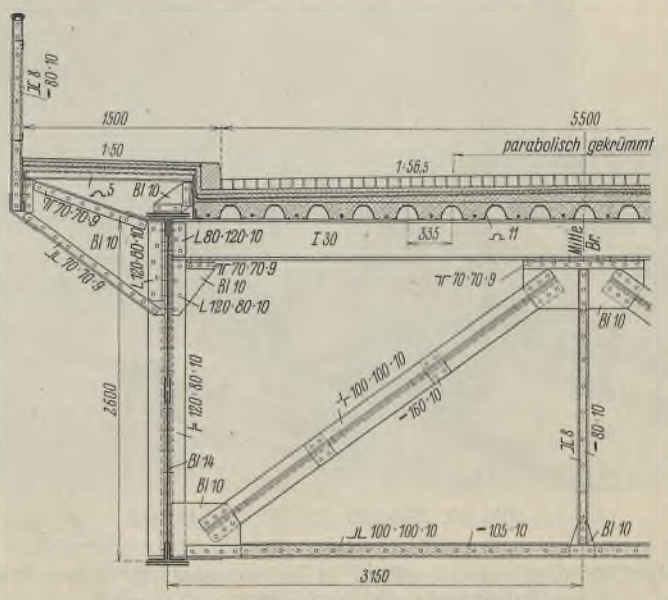


Bild 8. Mösener Brücke. Querschnitt.

Die normale Höhe der Stegbleche ist gleich 2,60 m, über den Mittelpfeilern beträgt sie 3,10 m. Das Stegblech ist 14 mm dick, die vier Gurtwinkel sind ⌞ 140 · 140 · 13. Je nach der Beanspruchung sind eine bis vier Gurtplatten 320 · 14 angeordnet.

Die Stegbleche sind in halber Höhe (1300 mm) in der ganzen Brückenlänge gestoßen, Längsstöße sind beiderseits durch Laschen 190 · 10 gedeckt. Dadurch ist die Ausbildung der Stegbleche über den Mittelpfeilern vereinfacht.

Die senkrechten Stöße befinden sich nur bei Stegblechhöhen von 2600 mm, im übrigen ist ihre Lage den Blechlängen der Walzwerke angepaßt. Dadurch ergaben sich zehn Baustellenstöße. Die elf Blechstrecken haben Längen von 11,34 bis 13,965 m. Die Stöße sind durch Laschen 370 · 10 gedeckt.

Zur Erhöhung der Knicksicherheit der Stegbleche sind auf ihrer Innenseite in den Druckzonen rd. 55 cm über der Druckgurtung ebenfalls waagerechte Aussteifungen angebracht.

Die Hauptquerträger sind I 30, die Zwischenquerträger I $47^1/_2$. Erstere sind in gleicher Weise wie bei der Stübendorfer Brücke mit den Hauptträgern verbunden (Bild 8). Die Zwischenquerträger sind mittels Winkel 80 · 120 · 10 an den Hauptträgern angenietet.

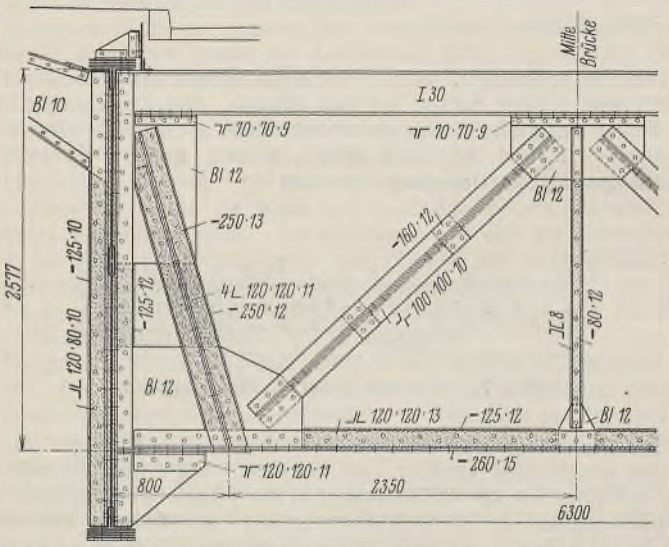


Bild 9. Mösener Brücke. Querschnitt über den Mittelpfeilern.

Die Querverbände in der Ebene der Hauptquerträger sind aus Bild 8 und die besonders stark ausgebildeten Querverbände über den Mittelpfeilern aus Bild 9 ersichtlich.

Bei der Konstruktion des Schrammbordes auf der gegenüberliegenden Brückenseite ist auf einen etwaigen späteren Ausbau zum Fußweg von 1,5 m Breite Bedacht genommen.

Die Windverbandstreben sind durch Knotenbleche auf den Flanschen der Untergurtwinkel an die Hauptträger angeschlossen; sie haben ┤├-Querschnitt.

Die Brücke hat eine normale Bauhöhe von 2,98 m.

Bild 10. Ansicht der Mösener Brücke.

Bild 10 bringt das Gesamtbild im Zusammenhange mit dem Absturzbauwerk 2 der Umflutmulde zur Darstellung.

Schleibitzer Brücke.

Allgemeine Anordnung der Überbauten. Für die Bauausführung ist statt der programmäßigen Gesamtlänge von 142,80 m eine solche von 142,92 m gewählt, die sich aus der Annahme der gleichen Feldweite für alle fünf Öffnungen ergab.

Die einzelnen Stützweiten betragen für die beiden Endöffnungen: $l_1 = 12 \cdot 1{,}985 = 23{,}82$ m, bei den diesen benachbarten Öffnungen: $l_2 = 15 \cdot 1{,}985 = 29{,}775$ m, und für die Mittelöffnung: $l_3 = 18 \cdot 1{,}985 = 35{,}73$ m.

Die Hauptträger der drei Mittelöffnungen sind als durchgehende Balken auf vier Stützen mit einem festen und drei beweglichen Auflagern ausgeführt. Die Hauptträger in den Endöffnungen sind auf 300 mm ausladenden Kragarmen der Hauptträger der benachbarten Öffnungen gelenkig gelagert.

Der Baugrund besteht gleichmäßig aus alluvialem Flußkies von großer Tiefe und darunter aus festem sandigen Ton. Somit ist ein gleichmäßiges Setzen der vier Mittelpfeiler zu erwarten. An den Widerlagern war noch mit nachträglichen Stützensenkungen zu rechnen, weil die den Erddruck stark beeinflussenden, etwa 4 m hohen Rampen erst nach Herstellung des Überbaues ausgeführt sind. Trotzdem stellt die gelenkige Lagerung der Endträger mehr eine Sicherheit als eine unbedingte Notwendigkeit dar.

Der Abstand der Hauptträger beträgt wie bei der Mösener Brücke 6,3 m. Das Tragwerk nebst den erforderlichen Querverbänden liegt in gleicher Anordnung unter der Fahrbahn. Die Fahrbahntafel liegt ebenfalls unmittelbar auf den Querträgern.

Ein Windverband ist nur in der Ebene der Untergurtungen der Hauptträger angeordnet.

Die Bauart der Fahrbahn und der Fußwege ist die gleiche wie bei der Mösener Brücke.

Als Werkstoff ist Flußstahl St 37 und für die Stahlgußlager Stg 50.81.R und Schmiedestahl St C 35.61 verwendet.

Rechnerische und konstruktive Durchbildung der Überbauten. Die statische Berechnung. Die statische Berechnung der Hauptträger über den drei Mittelöffnungen ist in gleicher Weise wie für die Hauptträger der Mösener Brücke durchgeführt worden. Die Hauptträger in den Endöffnungen und die Querträger sind als Balken auf zwei Stützen berechnet.

Bild 11 zeigt das Schema des Windverbandes.

Die aus der Windlast auftretenden Auflagerdrücke und Querkräfte für den Brückenteil auf vier Stützen sind unter Verwendung der für die Hauptträgerberechnung entwickelten A-Linie errechnet. Die Anwendung setzt zwar gleiche W-Gewichte voraus, was beim Windträger nicht ganz erfüllt ist. Der bei der Berechnung der Stabkräfte entstehende Fehler ist aber als geringfügig vernachlässigt worden.

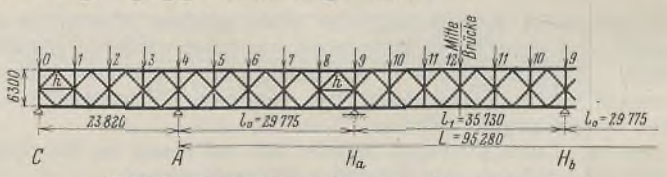


Bild 11. Schleibitzer Brücke. Windverband.

Die Querrahmen über den Auflagern sind für das Anheben der unbelasteten Brücke berechnet.

Als größte Durchbiegung der Hauptträger in den Endöffnungen unter der ständigen Belastung ergaben sich 2,27 cm; diese ist durch eine gleich große Überhöhung vernichtet. Größte rechnungsmäßige Durchbiegung infolge der Nutzlasten $= 2{,}32$ cm $= \frac{1}{1000}$ der Stützweite von 23,82 m, also kleiner als der zulässige Wert von $\frac{1}{600}$. Dabei ist eine ständige Last von 3,97 t und eine Verkehrslast von 2,10 t für 1 m Hauptträger eingeführt.

Bei Kombination der ungünstigsten Fälle ergaben sich die größten Durchbiegungen in der Mittelöffnung zu 49,5 mm, in den beiden benachbarten Seitenöffnungen zu 47 mm.

Nach DIN 1073 haben die Träger eine Überhöhung erhalten gleich der Durchbiegung infolge ständiger Last und halber Verkehrslast ohne Stoßwirkung, d. h. in der Mittelöffnung

$$19{,}7 + \frac{29{,}8}{2} = 34{,}6 \text{ mm}$$

und in den beiden benachbarten Seitenöffnungen

$$23{,}6 + \frac{23{,}4}{2} = 35{,}3 \text{ mm}.$$

Die Brechpunkte der Untergurtung liegen auf Parabeln mit vorstehenden Überhöhungsmaßen als Stich.

Konstruktive Durchbildung. Die 15 mm dicken Stegbleche der Hauptträger haben in allen Öffnungen die gleiche Höhe von 1500 mm mit vier Gurtwinkeln 160 · 160 · 17 und je einer bis fünf Gurtplatten von 350 mm Breite. Durchweg ist mindestens eine Gurtplatte vorhanden. Die Stärke der Gurtplatte 1 beträgt 14, die der übrigen 16 mm.

Stegblechstöße befinden sich in den Feldmitten 6 u. 7, 18 u. 19, 35 u. 36, 24 u. 25, 31 u. 32 bzw. in den spiegelbildgleichen Feldern.

Die beiden (vier) letzteren sind Baustellenstöße, die drei (sechs) übrigen sind in der Werkstatt ausgeführte Stöße der Stegbleche und Gurtwinkel. Die Stöße der Stegbleche werden beiderseits gedeckt durch Laschen 540 · 17, die der Gurtwinkel durch waagerechte Laschen 143 · 20 und senkrechte Laschen 215 · 18, die in der Winkelnaht zusammengeschweißt sind (Bild 12). In den Feldern 27, 28, 29 und 27′, 28′, 29′, d. h. im Bereiche der Pfeiler III und IIIa, und an den Gelenkstellen sind die Stegbleche zwischen den Gurtwinkeln beiderseits durch 17 mm starke Bleche verstärkt.

Die Stegbleche sind in den Feldgrenzen durch zwei bis vier Winkel L 80 · 120 · 10 versteift.

Die Querträger sind durchweg I 50. Jeder dritte Querträger ist außer durch den normalen Steganschluß noch durch 370 mm ausladende Eckbleche mit den Aussteifungen der Hauptträger verbunden (Bild 13). Durch einen waagerechten Stab ⊣L 70 · 70 · 9 zwischen den Untergurtungen

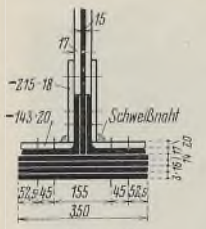


Bild 12. Schleibitzer Brücke. Gurtwinkelstoß.

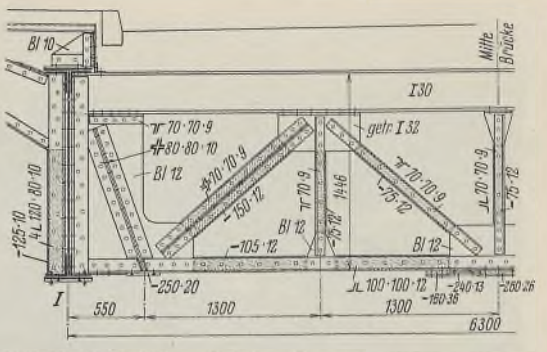


Bild 14. Schleibitzer Brücke. Querschnitt am Auflager.

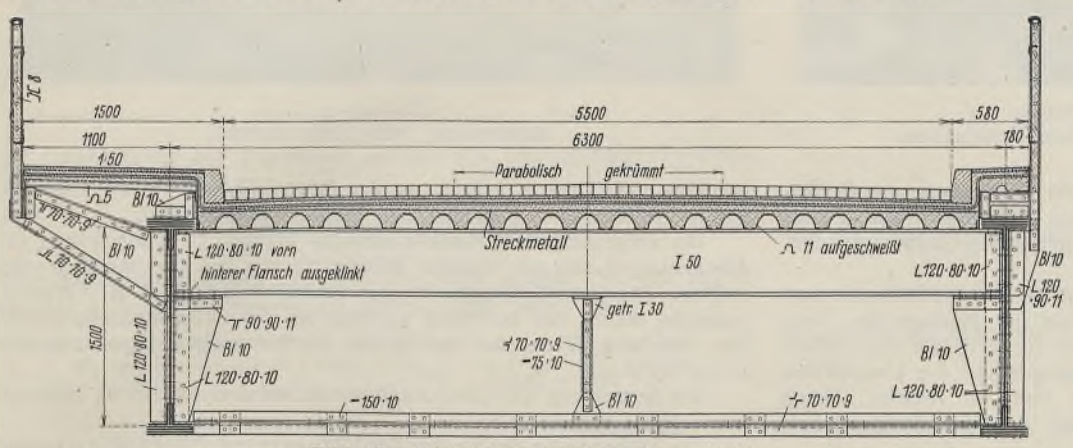


Bild 13. Schleibitzer Brücke. Querschnitt.

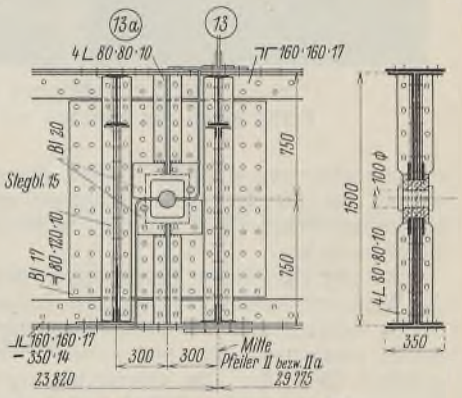


Bild 15. Schleibitzer Brücke. Hauptträgergelenk.

der Hauptträger ist ein geschlossener Querverband hergestellt. In der Mitte ist dieser Stab durch ⊓⊓ 70 · 70 · 9 am Querträger aufgehängt.

Bezüglich der Konstruktion der besonders stark ausgebildeten Querverbände an den Auflagern wird auf Bild 14 verwiesen.

Die Windverbandstreben werden in der Mitte des 2., 5., 8. usw. Feldes mittels Knotenbleches auf den Flanschen der Untergurtwinkel an die Hauptträger angeschlossen. Der Schnittpunkt der Streben liegt also unter der Mitte der Querverbände in Punkt 1, 4, 7 usw. Hier ist zwischen den beiden Winkeln des unteren Stabes ein Knotenblech angebracht, an welches die Streben angeschlossen sind. Die Streben sind im allgemeinen ⊣L 80 · 80 · 8 bzw. 80 · 80 · 10.

Die Streben, welche sich über den Pfeilern II und IIa (Feldebenen 13 und 13′) kreuzen, sind an zwei aufeinander gleitende Platten angeschlossen, um die Beweglichkeit an den Gelenkstellen der Hauptträger zu sichern (Bild 14).

Die Belagprofile (Nr. 11) der Fahrbahn sind unmittelbar mit den Querträgern verschweißt.

Für den Fußweg sind quer liegende Belagprofile Nr. 5 verwendet.

Die Konstruktion der Hauptträgergelenke in den Punkten 13 (13a) und 13′ (13′a) ist in Bild 15 im einzelnen dargestellt.

Die Bauhöhe der Brücke im Normalquerschnitt beträgt 1,88 m, gegenüber der vergleichbaren Mösener Brücke ist die Konstruktionshöhe durch zwei weitere Pfeiler also um 1,1 m herabgesetzt.

Das Verhältnis der Stegblechhöhe zu den Stützweiten bewegt sich zwischen den Werten $\frac{1}{16}$ und $\frac{1}{24}$.

Das gesamte Stahlgewicht der Brücke beträgt 441 t. Hiervon entfallen 208 t auf die Hauptträger.

Bild 16 zeigt die fertige Brücke in ihrer schönen und ruhigen Wirkung.

Bild 16. Ansicht der Schleibitzer Brücke.

Die Bauausführung.

Die Herstellung der Brücken war abhängig von den großen Baggerungen in der Umflutmulde, die den Boden für die Schüttung des Staudammes zu liefern hatten. Bedingung war daher, daß dieser an kurze Fristen gebundene Großbetrieb in keiner Weise gestört wurde. Im Zusammenhange damit stand ferner die Einleitung des zunächst umgeleiteten Krebsbaches in die Umflutmulde bis zu einem bestimmten Zeitpunkte.

Die Ausführung der Unter- und Überbauten der Brücken im Einklange mit dem Bauplane der gesamten Staubeckenanlage stellte hohe Anforderungen an die Leistungsfähigkeit der mit der Bauausführung betrauten Firmen.

Bei der großen Abtragstiefe von 10 m in der Umflutmulde wurden aus wirtschaftlichen Gründen die massiven Unterbauten der Stübendorfer Brücke nach der Baggerung des planmäßigen Umflutmuldenprofils hergestellt. Auf dem zunächst nicht gebaggerten Teil der Umflutmulde nördlich der Brückenbaustelle wurde die Chaussee umgeleitet. Die stählernen Überbauten mußten auf besonderem Gerüst montiert werden.

Bei der Mösener Brücke war die Umflutmulde von unten her bis kurz oberhalb der Brückenbaustelle ausgebaggert. Hier war genügend Raum, die Überbauten auf dem Gelände neben der Baustelle (Höhe + 207,7 m NN)

Bild 17. Mösener Brücke.
Fertig montierter Überbau vor dem Verschieben.

Bild 18.
Montage der Schleibitzer Brücke.

zusammenzusetzen und von der Seite her unter Verwendung von Gerüstbahnen auf die bis dahin fertigzustellenden Widerlager und Pfeiler hinüberzuschieben. Bild 17 zeigt den fertig montierten Überbau vor dem Herüberschieben.

Bei der Schleibitzer Brücke waren das Profil der Umflutmulde und die Widerlager und Pfeiler bis zum Zeitpunkte der Montage der Überbauten fertiggestellt. Die Hauptträger wurden in der Sohle der Umflutmulde zusammengesetzt und mittels Krananlagen auf die Unterbauten gehoben (Bild 18). Die Querverbindungen sind auf leichten, durch Stahlhaken angehängten Gerüsten zwischen den Hauptträgern hergestellt.

Für die vertragsmäßigen Arbeiten an den Überbauten standen den Brückenbauanstalten größtenteils nur kurze Zeiträume zur Verfügung. Die Arbeiten an der Stübendorfer Brücke sind vom Tage der Auftragserteilung gerechnet in 1 Jahr, an der Mösener Brücke in $6^1/_2$ Monaten und an der Schleibitzer Brücke in 6 Monaten durchgeführt.

Die vorgenommenen Probebelastungen ergaben Durchbiegungen, die Abweichungen von nur wenigen Millimetern von den errechneten Werten zeigten. Die Durchbiegungen bei den verschiedenen Fällen der Verkehrsbelastung waren fast durchweg geringer als die rechnerisch ermittelten. Die absoluten Werte der bleibenden Durchbiegungen lagen zwischen 0 und 4,9 mm.

Die Ausführung der Überbauten wurde auf drei schlesische Brückenbauanstalten verteilt.

Die Stübendorfer Brücke war den Vereinigten Oberschlesischen Hüttenwerken AG, Gleiwitz, die Mösener Brücke der Firma Beuchelt & Co., Grünberg, und die Schleibitzer Brücke der Carlshütte AG, Waldenburg-Altwasser, übertragen. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Beitrag zur Knicksteifigkeit des Dreigelenkbogens.

Von cand. ing. **W. Fuchssteiner**, Aachen.

Zur Ermittlung der Knicklast des Dreigelenkbogens wird wohl am häufigsten die Formel von Engeßer[1]):

$$N_k = EJ \cdot \frac{6\,s^2 + 48\,f^2}{s^2\,(s^2 - 2\,f^2)}$$

verwendet. Diese Formel ist aus der Annahme hergeleitet, daß die Biegungslinie des halben Bogens eine Parabel ist und dürfte infolgedessen zu kleine Knickkräfte liefern, eine Behauptung, die durch das Beispiel des geraden Stabes begründet werden soll und durch die Versuche von Prof. Gaber[2]) bestätigt ist.

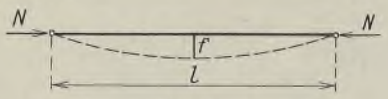


Bild 1.

Nimmt man an, daß die Knicklinie des geraden, mittig belasteten Stabes eine Parabel mit dem Pfeil f ist (Bild 1), so ist das äußere Moment in Stabmitte

$$M_a = N f.$$

Der Krümmungsradius im Scheitel der Parabel ist bekanntlich

$$\varrho = l^2/8\,f$$

und damit das innere, der Verbiegung widerstrebende Moment

$$M_i = \frac{EJ}{\varrho} = EJ \cdot \frac{8f}{l^2}.$$

Ist das äußere Moment gleich dem inneren, so knickt der Stab, und aus

$$M_a = M_i$$

folgt die Knicklast

$$N = \frac{8\,EJ}{l^2},$$

die gegenüber der praktisch und theoretisch richtigen

$$N_k = \frac{\pi^2\,EJ}{l^2}$$

um etwa 20% zu klein ist.

Die Annahme einer sinusförmigen Biegungslinie hätte dagegen als Ergebnis den richtigen Wert der Knicklast gebracht.

In ähnlicher Weise läßt sich zeigen, daß die Knicklast des Zweigelenkbogens unter der Annahme einer parabolischen Durchbiegung

$$N \cong EJ \cdot \frac{8}{s^2}$$

ist (wobei s die Länge des halben Bogens), während die Annahme einer sinusförmigen Durchbiegung ergäbe:

$$N_K = EJ\left(\frac{\pi^2}{s^2} - \frac{1}{r^2}\right),$$

was gleichzeitig das Ergebnis der strengeren Theorie ist. Diese Feststellung regt dazu an, die Knicklast des Dreigelenkbogens ebenfalls unter der Annahme einer sinusförmigen Durchbiegung herzuleiten. Im übrigen sollen dabei die Voraussetzungen beibehalten werden, die die Theorie beim Zweigelenkbogen macht:

1. der Bogen ist ein Kreis;
2. die Belastung p ist konstant und radial gerichtet, damit ist die Normalkraft N konstant;
3. die Untersuchung gilt nur für sehr kleine Verschiebungen.

Bild 2 zeigt den Bogen und die Knicklinie. Man denke sich den Knickvorgang folgendermaßen: Das Scheitelgelenk sei durchgeschnitten

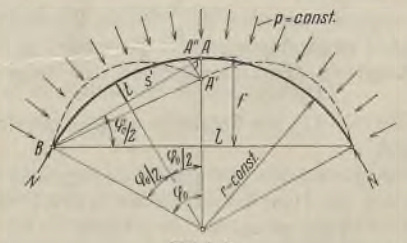


Bild 2.

und die Gelenkkraft durch eine äußere Kraft ersetzt. Diese Kraft drücke den Scheitel A zunächst nach A''. Hierauf drehe sich der halbe Bogen, ohne seine Form weiter zu verändern, um B, bis das Scheitelgelenk in A' ist.

[1]) Mayer, Knickfestigkeit S. 151, sowie Eisenbau 1913, S. 423.
[2]) Bautechn. 1934, Heft 49, S. 646.

a) Die Außermittigkeit der Bogenkraft.

Befindet sich A in A, so ist der Stich des halben Bogens zur Sehne AB

(1) $$t = r - r \cdot \cos\frac{\varphi_0}{2}.$$

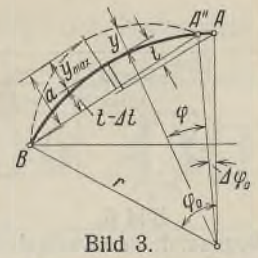


Bild 3.

Jetzt wandere A nach A'' (Bild 3). Dadurch wird der Stich des verformten halben Bogens zur neuen Sehne $A''B$

(2) $$a = y_{max} + t - \Delta t.$$

Die Durchbiegung der Bogenachse sei nach den voraufgegangenen Überlegungen angenommen mit

(3) $$y = y_{max} \cdot \sin\left(\frac{\pi}{\varphi_0 - \Delta\varphi_0} \cdot \varphi\right).$$

Eine Beziehung zwischen y_{max} und $\Delta\varphi_0$ folgt daraus, daß der Bogen vor und nach der Verformung die gleiche Länge haben muß:

$$\int_0^{\varphi_0} r\,d\varphi = \int_0^{\varphi_0-\Delta\varphi_0} (r+y)\,d\varphi = \int_0^{\varphi_0-\Delta\varphi_0} r\,d\varphi + \int_0^{\varphi_0-\Delta\varphi_0} y_{max} \cdot \sin\left(\frac{\pi}{\varphi_0-\Delta\varphi_0}\cdot\varphi\right) d\varphi$$

$$r\varphi_0 = r(\varphi_0 - \Delta\varphi_0) + y_{max} \cdot \frac{\varphi_0-\Delta\varphi_0}{\pi}(-\cos\pi)$$

$$r\Delta\varphi_0 = y_{max} \cdot \frac{\varphi_0-\Delta\varphi_0}{\pi}.$$

Vernachlässigt man $\Delta\varphi_0$ gegenüber φ_0, so wird

(4) $$\Delta\varphi_0 = y_{max} \cdot \frac{\varphi_0}{r\pi}.$$

Die Beziehung zwischen Δt und $\Delta\varphi_0$ findet man durch Differenzieren der Gl. (1)

$$\Delta t = \Delta\varphi_0 \cdot \frac{r}{2} \cdot \sin\frac{\varphi_0}{2}.$$

Da (Bild 2)

(5) $$\sin\frac{\varphi_0}{2} = \frac{f}{AB} = \frac{f}{s'},$$

wird nach Einsetzen von Gl. (4) u. (5)

(6) $$\Delta t = y_{max} \cdot \frac{\varphi_0}{r\pi} \cdot \frac{r}{2} \cdot \frac{f}{s'} = y_{max} \cdot \frac{\varphi_0 f}{2\pi s'},$$

und nach Einsetzen von Gl. (6) in (2)

(7) $$a = t + y_{max}\left(1 - \frac{\varphi_0 f}{2\pi s'}\right).$$

Wird nun der Scheitel um B gedreht, so wandert A'' nach A'. Die Ordinaten der neuen Stützlinie, die naturgemäß durch die drei Gelenke

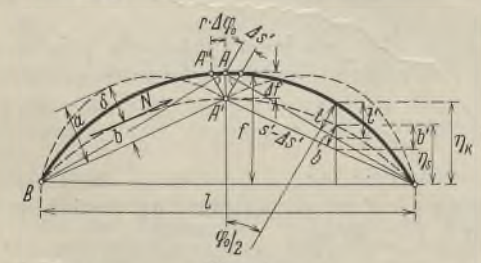


Bild 4.

geht, verhalten sich nun zueinander — da die Scheitelsenkung sehr klein — wie die Ordinaten des ursprünglichen Kreisbogens, d. h. (Bild 4)

$$\frac{\eta_s}{\eta_k} = \frac{f-\Delta f}{f}.$$

Damit ist auch

(8) $$\frac{b'}{t'} = \frac{f-\Delta f}{f}.$$

Weiter bestehen die Beziehungen

$$t' = t \cdot \frac{2s'}{l}; \quad b' = b \cdot \frac{2(s'-\Delta s')}{l},$$

die, in Gl. (8) eingesetzt,

$$b = \frac{l}{2(s'-\Delta s')} \cdot t \cdot \frac{2s'}{l} \cdot \frac{f-\Delta f}{f} = t \cdot \frac{1-\frac{\Delta f}{f}}{1-\frac{\Delta s'}{s'}}$$

ergeben. Bei Vernachlässigung der kleinen Glieder höherer Ordnung ist

$$b = t\left(1-\frac{\Delta f}{f}\right)\left(1+\frac{\Delta s'}{s'}\right) = t\left[1-\frac{\Delta f}{f}+\frac{\Delta s'}{s'}\right],$$

und da $$\Delta s' = \Delta f \cdot \frac{f}{s'}; \quad \Delta f = \Delta\varphi_0 r \cdot \frac{l}{2f},$$

wird $$b = t - t\,\Delta f\left(\frac{1}{f} - \frac{f}{s'^2}\right) = t - t\,\Delta\varphi_0 \cdot \frac{r}{2} \cdot \frac{l}{f} \cdot \frac{1}{fs'^2}(s'^2 - f^2).$$

Mit den Beziehungen

$$s'^2 - f^2 = \frac{l^2}{4}; \quad \cos\frac{\varphi_0}{2} = \frac{l}{2s'}$$

und den Gl. (1) u. (4) ist dann der Stich der halben Stützlinie

$$b = t - y_{max} \cdot \frac{r\varphi_0 l^3}{8\pi f^2 s'^2}\left(1-\frac{l}{2s'}\right)$$

(9) $$= t - y_{max} \cdot \frac{\varphi_0 l^3}{16\pi f^3}\left(1-\frac{l}{2s'}\right)$$

und die Außermittigkeit der Kraft N im Bogenviertel: Gl. (7) u. (9)

$$\delta = a - b = y_{max}\left[1 - \frac{\varphi_0 f}{2\pi s'^2} + \frac{\varphi_0 l^3}{16\pi f^3}\left(1-\frac{l}{2s'}\right)\right].$$

Wir setzen zur Abkürzung

(10) $$\delta = y_{max} \cdot \Gamma,$$

wobei

(11) $$\Gamma = 1 + \frac{\varphi_0}{2\pi}\left[\frac{l^3}{8f^3}\left(1-\frac{l}{2s'}\right) - \frac{f}{s'}\right].$$

Damit ist im labilen Gleichgewichtszustand das äußere, verbiegende Moment

(12) $$M_a = N_k \delta = N_k \cdot y_{max} \cdot \Gamma.$$

b) Das innere Moment im Bogenviertel.

Setzt man das Hookesche Gesetz als gültig voraus und vernachlässigt den Einfluß der Stabkrümmung auf die Spannungsverteilung, so ist das innere Moment

(13) $$M_i = EJ\left(\frac{1}{\varrho} - \frac{1}{r}\right),$$

wobei $\left(\frac{1}{\varrho} - \frac{1}{r}\right)$ die durch die Verbiegung entstandene, zusätzliche Krümmung der Stabachse bedeutet.

In Polarkoordinaten ist die Gleichung der Biegungslinie bei Vernachlässigung von $\Delta\varphi_0$ (Bild 3)

(14) $$R = r + y = r + y_{max} \cdot \sin\left(\frac{\pi}{\varphi_0} \cdot \varphi\right).$$

Die Krümmung der Biegungslinie ist

$$\frac{1}{\varrho} = \frac{R^2 + 2\left(\frac{dR}{d\varphi}\right)^2 - R \cdot \frac{d^2R}{d\varphi^2}}{\left[R^2 + \left(\frac{dR}{d\varphi}\right)^2\right]^{3/2}}.$$

Im Bogenviertel verschwindet der erste Differentialquotient, weshalb dort die Krümmung entsteht

$$\frac{1}{\varrho_v} = \left(R_v - \frac{d^2R_v}{d\varphi^2}\right)R^{-2}.$$

Aus Gl. (14) folgt für $\varphi = \frac{\varphi_0}{2}$

$$R_v = r + y_{max}; \quad \frac{d^2R_v}{d\varphi^2} = y_{max}\left(-\frac{\pi^2}{\varphi_0^2} \cdot \cos\frac{\pi}{2}\right) = y_{max} \cdot \frac{\pi^2}{\varphi_0^2}.$$

Es ist also

$$\frac{1}{\varrho_v} = \left(r + y_{max} - y_{max} \cdot \frac{\pi^2}{\varphi_0^2}\right)(r + y_{max})^{-2}.$$

Nach dem binomischen Satz wird unter Vernachlässigung der kleinen Glieder höherer Ordnung

$$\frac{1}{\varrho_v} = \left(r + y_{max} - y_{max} \cdot \frac{\pi^2}{\varphi_0^2}\right) \cdot \frac{1}{r^2}\left(1 - \frac{2y_{max}}{r}\right)$$

$$= \frac{1}{r^2}\left(r + y_{max} \cdot \frac{\pi^2}{\varphi_0^2} - y_{max}\right)$$

und damit die zusätzliche Krümmung im Bogenviertel

$$\frac{1}{\varrho_v} - \frac{1}{r} = \frac{1}{r^2} \cdot y_{\max}\left(\frac{\pi^2}{{\varphi_0}^2} - 1\right) = y_{\max}\left(\frac{\pi^2}{s^2} - \frac{1}{r^2}\right)$$

wobei s die halbe Bogenlänge.

Hiermit wird Gl. (13) zu

$$M_i = EJ\, y_{\max}\left(\frac{\pi^2}{s^2} - \frac{1}{r^2}\right). \tag{15}$$

Durch Gleichsetzen von (12) und (15) erhält man

$$N_k\, \Gamma\, y_{\max} = EJ\, y_{\max}\left(\frac{\pi^2}{s^2} - \frac{1}{r^2}\right)$$

und gewinnt damit die

Knickformel

als Eulerformel in ihrer allgemeinsten Gestalt:

$$N_k = EJ\left(\frac{\pi^2}{s^2} - \frac{1}{r^2}\right)\frac{1}{\Gamma}, \tag{16}$$

worin Γ offenbar den Einfluß des Scheitelgelenkes berücksichtigt. Ist kein Gelenk vorhanden, d. h. wird $\Gamma = 1$, so hat man die Zweigelenkbogenformel; wird auch r unendlich groß, so hat man

$$N_k = \frac{\pi^2 EJ}{s^2},$$

die Knickformel des geraden Stabes.

Da Γ eine Zahl ist, die durch das Verhältnis $\frac{l}{f}$ allein schon bestimmt ist, stellt man vorteilhaft einige Werte im vorkommenden Bereich zusammen und sucht zwischenliegende Werte durch geradliniges Einschalten.

Gl. (11) läßt sich auch wie folgt schreiben:

$$\Gamma = 1 + \frac{\varphi_0}{2\pi}\left[\operatorname{cotg}^3\frac{\varphi_0}{2}\left(1 - \cos\frac{\varphi_0}{2}\right) - \sin\frac{\varphi_0}{2}\right]$$

oder — unter Vermeidung der Differenz $\left(1 - \cos\frac{\varphi_0}{2}\right)$ —

$$\Gamma = 1 + \frac{\varphi_0}{2\pi}\left[\frac{\cos^3\frac{\varphi_0}{2}}{\sin\frac{\varphi_0}{2}\left(1 + \cos\frac{\varphi_0}{2}\right)} - \sin\frac{\varphi_0}{2}\right]. \tag{17}$$

Hieraus errechnen sich die Werte Γ:

$\frac{l}{f}$	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Γ	1,000	1,059	1,090	1,110	1,122	1,130	1,136	1,140	1,144	1,146	1,148	1,150

Vergleich mit den Versuchen.

Der Umstand, daß für $\frac{l}{f} \leqq 3 : \Gamma \leqq 1$ ist, deutet darauf hin, daß Dreigelenkbogen, deren Pfeilverhältnis größer als 1 : 3 ist, dieselbe Knicklast tragen wie Zweigelenkbogen von denselben Abmessungen. Tatsächlich hat Prof. Gaber bei seinen Versuchen beobachtet, daß diese hohen Bogen genau wie Zweigelenkbogen eine unsymmetrische Knicklinie einnehmen.

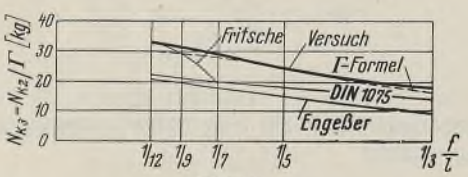


Bild 5.
Kritische Bogenkraft des Dreigelenkbogens.

Um die rechnungsmäßige Knicklast nach der Γ-Formel den Versuchen und den bekannten Formeln[2]) gegenüberzustellen, sei an dieser Stelle Bild 5 eingefügt, das — bei einer Spannweite von 1,80 m und einer Biegungssteifigkeit von $EJ = 30\,000$ kgcm² — die Knicklast in Abhängigkeit vom Pfeilverhältnis zeigt.

Wie man sieht, ist die Übereinstimmung zwischen Versuch und Γ-Formel befriedigend und — nebenbei — besser als beim Zweigelenkbogen (Bild 6).

Da die Verschiedenheit der Knicklasten bei Zwei- und Dreigelenkbogen durch den Wert Γ erfaßt wird, ist auch

$$\Gamma = \frac{N_{k2}}{N_{k3}}.$$

Γ läßt sich sonach auch aus den Versuchen bestimmen. Bild 7, das den Vergleich der gerechneten und durch den Versuch gefundenen Werte bringt, läßt klar erkennen, daß die Γ-Kurve ganz typisch den Charakter der Ausgleichkurve zeigt.

Im übrigen sei noch darauf hingewiesen, daß sich für senkrechte Stützlinienbelastung dieselbe Formel ergibt wie (16), wenn als verbiegende Kraft die Längskraft im Bogenviertel eingeführt wird. Daß viele Fachleute die größte Kämpferkraft als Knicklast einsetzen, ist m. E. übertriebene Vorsicht.

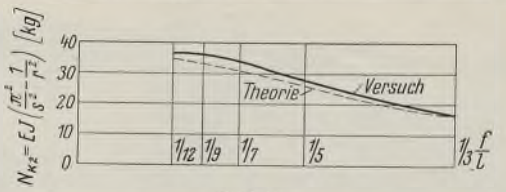


Bild 6.
Kritische Bogenkraft des Zweigelenkbogens.

Ferner besteht häufig die Auffassung, bei Veränderlichkeit der Trägheitsmomente sei das ideelle J_i nach bekannten Formeln zu suchen als Mittel zwischen J im Scheitel und dem J an beiden Kämpfern, wobei dem J im Scheitel das größere Gewicht beigelegt wird.

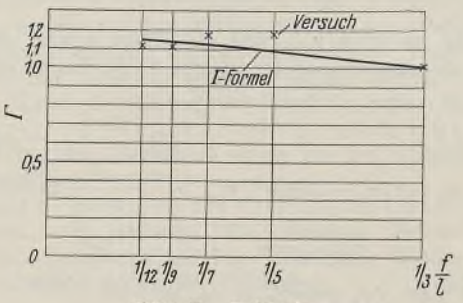


Bild 7. Γ-Werte.

Verfasser ist der Ansicht, daß bei der Bogenknickung — im Gegensatz zur Ermittlung statisch unbestimmter Größen — das Hauptgewicht dem Trägheitsmoment im Bogenviertel beizumessen ist, da dort die Verbiegung am stärksten ist und somit gerade dieses Trägheitsmoment für den Widerstand gegen die Verbiegung maßgebend ist, während das J im Scheitel keine größere Rolle spielt als das am Kämpfer.

Zuletzt möge noch gesagt werden, daß es unbedingt notwendig ist, auf die Veränderlichkeit des Elastizitätsmoduls außerhalb des elastischen Bereiches Rücksicht zu nehmen. Es ist also statt E im allgemeinen

$$T = \tau E$$

einzuführen. Allgemein ist

$$N_k = \tau EJ \cdot \frac{\pi^2}{{s_{ki}}^2};$$

bei Bogen ist

$$\frac{\pi^2}{{s_{ki}}^2} = \left(\frac{\pi^2}{s^2} - \frac{1}{r^2}\right) \Big/ \Gamma.$$

Danach wird

$$\tau = \frac{1}{\pi^2 E} \cdot \frac{N_k {s_{ki}}^2}{J} = \frac{1}{\pi^2 E} \cdot \frac{N_k}{F} \cdot \frac{{s_{ki}}^2}{i^2}$$

$$\tau = \frac{\sigma_k}{\pi^2 E} \cdot \lambda i^2$$

für $\lambda \geqq 100 : \tau = 1.$

Bei Annahme der Knickspannungslinie der Reichsbahn wäre also zu rechnen für $60 < \lambda < 100$ mit

$$\sigma_k = 2890{,}5 - 8{,}175\,\lambda \text{ kg/cm}^2 \quad \text{(St 37)}$$

$$\sigma_k = 5890{,}5 - 38{,}175\,\lambda \text{ kg/cm}^2 \quad \text{(St 52)}$$

und für $\lambda < 60$ mit

$$\sigma_k = 2400 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{(St 37)}$$

$$\sigma_k = 3600 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{(St 52)}.$$

Hiermit ist τ bestimmt.

INHALT: Die wichtigsten Stahlbauten des Ottmachauer Staubeckens. — Beitrag zur Knicksteifigkeit des Dreigelenkbogens.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 9.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Schriftleitung:
Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernsprecher: C 1 Steinplatz 0011
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernsprecher: Breslau 421 61

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

8. Jahrgang | BERLIN, 2. August 1935 | Heft 16

Alle Rechte vorbehalten.

Die Tragfähigkeit stählerner Dreigelenkbogen.

Von Prof. Dr.-Ing. **E. Chwalla**, Brünn.

1. Einleitung.

Bei der Berechnung schlanker Dreigelenkbogen pflegt man im Anschluß an die Spannungsuntersuchung den Nachweis einer ausreichenden Knicksicherheit zu führen, wobei das Ausknicken des vollbelasteten Bogens in Rücksicht gezogen und die kritische Belastung durch Festlegung der „Verzweigungsstelle des Gleichgewichtes" bestimmt wird. Die Ausbildung einer derartigen Verzweigungsstelle ist an die Voraussetzung gebunden, daß die Mittelkraftlinie bei Einwirkung der kritischen Belastung mit der elastisch verformten Bogenachse zusammenfällt. Diese Voraussetzung ist beim Dreigelenkbogen, zum Unterschied von den statisch unbestimmten Bogenträgern[1]), durch eine richtige Überhöhung der Achse theoretisch exakt erfüllbar. Wollen wir z. B. bei einem Bogen mit der Parabelachse $y_1 = \frac{4 f x_1 (L - x_1)}{L^2}$ und dem Querschnittsgesetz $F = \text{const}$, $J = \text{const}$ das Zusammenfallen der Mittelkraftlinie und der Bogenachse unter einer unmittelbar einwirkenden Vollbelastung q_k t/m erreichen, dann müssen wir die Bogenachse im spannungslosen Anfangszustand nach dem Gesetz

$$\eta = \frac{x_1 q_k L}{2 E F \cdot \cos \varphi_m} \cdot \left(\frac{L^2}{8 f^2 \cdot \cos^2 \varphi_m} - \frac{2 x_1}{L} + \frac{2}{3} \right), \quad x_1 \leqq \frac{1}{2} \cdot L$$

überhöhen[2]), wobei E den Elastizitätsmodul und $\cos \varphi_m$ den (im Viertelpunkt $x_1 = 0{,}25\, L$ gemessenen) Mittelwert des Neigungscosinus der Bogenachse bedeutet.

Das Stabilitätsproblem des vollbelasteten Dreigelenkbogens wurde theoretisch u. a. von Engeßer[3]), Bleich[4]), Fritsche[4]), Ericsson[4]), Dischinger[4]) und experimentell von Gaber[5]) untersucht. Nach Gaber, der zur Klärung des Problems eine Reihe sorgfältiger Modellversuche durchführte, kann für den an der Stabilitätsgrenze auftretenden Bogenschub die Beziehung $H_k = \frac{\pi^2 E J}{(\alpha L)^2}$ geschrieben werden, wobei für Dreigelenkbogen mit den Pfeilverhältnissen $f/L = 1/12,\ 1/10,\ 1/8,\ 1/6,\ 1/4,\ 1/3$ der Reihe nach die Beiwerte $\alpha = 0{,}53,\ 0{,}54,\ 0{,}55,\ 0{,}59,\ 0{,}67,\ 0{,}72$ einzuführen sind; J stellt das nach Voraussetzung konstante Hauptträgheitsmoment des Bogenquerschnitts vor, für das bei praktischen Anwendungen ein zweckmäßig gewählter Mittelwert $J = J_m$ (bei dessen Festlegung auch die Biegesteifigkeit durchlaufender Fahrbahnträger berücksichtigt werden kann) einzuführen ist. Im unelastischen Knickspannungsbereich kommt an Stelle von E der von der Knickspannung abhängige Engeßer-Kármánsche Knickmodul T zur Geltung. Um auch hier die Berechnung praktisch leicht durchführen zu können, schreiben wir die Knickbedingung in der Form

$$\sigma_k = \frac{N_k}{F_m} = \frac{H_k}{F_m \cdot \cos \varphi_m} = \frac{\pi^2 T J_m}{F_m \alpha^2 L^2 \cdot \cos \varphi_m} = \frac{\pi^2 T}{(\lambda_{id})^2},$$

wobei $\lambda_{id} = \frac{\alpha L}{i_m} \sqrt{\cos \varphi_m}$ die „ideelle Knickschlankheit" des flachen Bogenträgers bedeutet; die an der Stabilitätsgrenze auftretende mittlere Druckspannung $\frac{N_k}{F_m}$ stimmt dann mit der Knickspannung eines gewöhnlichen Druckstabes der Schlankheit $\lambda = \lambda_{id}$ überein und kann unmittelbar auf Grund der amtlichen Knickvorschriften festgelegt werden.

Im folgenden soll nun gezeigt werden, daß das Ergebnis dieser Stabilitätsuntersuchung bei flachen stählernen Dreigelenkbogen seine Bedeutung als Bemessungsgrundlage verliert, da hier die oberste Grenze des Tragvermögens schon bei erheblich kleineren Intensitätswerten der Belastung erreicht wird, wenn die Verkehrslast als angenähert halbseitige Belastung wirksam ist. Die Belastungsintensitäten, die den einzelnen Gleichgewichtszuständen zugeordnet sind, wachsen hierbei nicht monoton mit der Ausbiegung an, sondern sind an einen Extremwert gebunden, den wir „kritische Belastungsintensität" nennen; nach der geringsten Überschreitung dieses Wertes würden die Ausbiegungen des Tragwerkes bei unveränderter Last in beschleunigtem Maße anwachsen, bis eine zusätzliche äußere Abstützung zur Wirkung gelangt („Stabilitätsproblem ohne Gleichgewichtsverzweigung"). Das Auftreten dieser kritischen Zustände ist den relativ großen Abweichungen der Mittelkraftlinie von der Bogenachse und der verhältnismäßig großen Empfindlichkeit gedrückter, mittelschlanker Baustahlstäbe gegen Exzentrizitäten des Kraftangriffs zuzuschreiben.

Bei „unzweckmäßig" geformten Dreigelenkbogen, deren Achse schon bei Vollbelastung von der Mittelkraftlinie stark abweicht, erweist sich an Stelle der angenähert halbseitigen Verkehrslast eine ungünstigst verteilte Vollbelastung als maßgebend für das statische Tragvermögen, da unter dieser Vollbelastung stark exzentrisch wirkende Druckkräfte von bedeutender Größe zur Geltung gelangen; das Lösungsverfahren zur Bestimmung dieser kritischen Vollbelastung stimmt mit dem im folgenden geschilderten Verfahren im Wesen überein und braucht daher nicht weiter behandelt zu werden. Bei den „zweckmäßig" geformten Dreigelenkbogen ist die kritische Vollbelastung für die Bemessung nicht maßgebend, da sie vom kritischen Intensitätswert der angenähert halbseitigen Belastung unterboten wird; sie ist jedoch, wie eigens betont sei, auch hier immer noch kleiner als die Intensität der einleitend besprochenen, aus einem „Stabilitätsproblem mit Gleichgewichtsverzweigung" abgeleiteten Knickbelastung, doch wird der Unterschied um so geringer, je mehr sich die Bogenachse der Mittelkraftlinie anschmiegt, je besser also die idealisierenden Voraussetzungen der Stabilitätstheorie erfüllt werden.

Die Sicherheitszahlen, die wir im weiteren aus den statischen Traggrenzen für flache Dreigelenkbogen ableiten werden, zeigen eine verhältnismäßig große Streuung und sinken in extrem ungünstigen Fällen bis auf etwa 1,5 herunter. Da andererseits die Tragsicherheitszahl des auf „zulässige Spannung" bemessenen statisch unbestimmten Stahltragwerkes (vor allem des statisch unbestimmten Rahmentragwerkes) die

---

[1]) Bei den statisch unbestimmten Bogenträgern (Zweigelenk-, Eingelenk- und eingespannten Bogenträgern) ist das Zusammenfallen der Mittelkraftlinie mit der Bogenachse und damit die Ausbildung einer „Stabilitätsgrenze mit Gleichgewichtsverzweigung" mit Rücksicht auf den Einfluß der elastischen Achsenverkürzung theoretisch ausgeschlossen; es treten hier zusätzliche Biegemomente auf, die durch die baustatischen Maßnahmen nicht allgemein reduziert, sondern nur hinsichtlich ihrer Verteilungsweise günstig beeinflußt werden können (vgl. dazu E. Chwalla, Über die Verfahren zur Verbesserung der Spannungsverhältnisse in statisch unbestimmten Bogenträgern. HDI-Mitteilungen, Brünn 1935, Heft 21/22).

[2]) B. Fritz, Theorie und Berechnung vollwandiger Bogenträger, S. 79. Berlin 1934. — Bauing. 1935, S. 188.

[3]) Vgl. den Bericht von R. Mayer, Eisenbau 1913, S. 425.

[4]) F. Bleich, Theorie u. Berechnung d. eisernen Brücken. S. 213, Berlin 1924. — J. Fritsche, Bautechn. 1925, S. 484. — A. Ericsson, Tekn. Tidskrift 1931, Heft 43, und 1934, Heft 51/52. — F. Dischinger, Bautechn. 1934, S. 739. — Vgl. auch die Berechnungsgrundlagen für massive Brücken (DIN 1075), Berlin 1933, und B. u. E. 1930, S. 318.

[5]) E. Gaber, Bautechn. 1934, S. 646.

üblichen Werte unter Umständen bedeutend zu überschreiten vermag[6]), ist dieses Ergebnis für die allgemeine Beurteilung des auf „zulässige Spannungen" abgestimmten Bemessungsverfahrens von einigem Interesse[7]); der flache Dreigelenkbogen stellt mit Rücksicht auf die ungünstige Beanspruchungsweise auf außermittigen Druck und das Fehlen jeglicher „Selbsthilfe" offenbar jenen Tragwerkstyp dar, bei dem die Bemessung auf „zulässige Spannung" auf einen für Stahltragwerke relativ kleinsten Wert der statischen Tragsicherheit führt.

Der Dreigelenkbogen, den wir unseren Untersuchungen zugrunde legen wollen, möge eine gelenkige Anordnung der Fahrbahnträger aufweisen (Bild 1) und das Pfeilverhältnis $f/L = 1/12$ besitzen; dieser Wert, der mit Absicht möglichst ungünstig gewählt worden ist, wurde bei praktischen Ausführungen (z. B. bei der Podbielskistraßen-Brücke in Hannover mit $L = 52{,}82$ m und $f/L = 1/13{,}8$) schon unterschritten. Die Belastung soll aus der am Bogen unmittelbar angreifenden, gleichmäßig verteilten Vollbelastung g_1 t/m, der über die Hilfsvertikalen übertragenen Vollbelastung g_2 t/m und der auffahrenden Verkehrsbelastung q t/m bestehen. Für den Bogenquerschnitt setzen wir einen konstanten, bezüglich beider Hauptachsen symmetrischen I-Querschnitt voraus, der so bemessen sei, daß die am Querschnittsort $x_1 = 0{,}25\,L$ auftretende größte Randdruckspannung [die unter der Vollbelastung $(g_1 + g_2)$ und der in der ungünstigsten Stellung befindlichen Verkehrsbelastung q zustande kommt] genau den zulässigen Wert σ_{zul} erreicht.

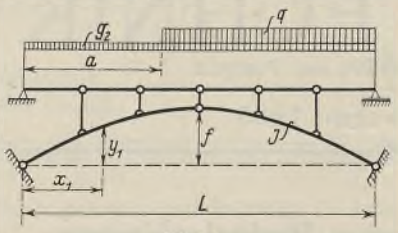


Bild 1.

Da das Tragvermögen des Dreigelenkbogens durch Erreichen des kritischen Gleichgewichtszustandes in einem der beiden Halbbogen erschöpft wird und dieser Halbbogen mit Rücksicht auf das vorausgesetzte kleine Pfeilverhältnis einen primär krummen, beiderseits gelenkig gelagerten, mittig gedrückten und zusätzlich querbelasteten Baustahlstab mit I-Querschnitt vorstellt, sehen wir uns im weiteren vor die Aufgabe gestellt, die kritische mittlere Druckspannung $\sigma_{kr} = \frac{P_{kr}}{F}$ für derartige Stäbe festzulegen. Im Rahmen einer in dieser Zeitschrift erschienenen Abhandlung[8]) konnte gezeigt werden, daß wir die Bestimmung von σ_{kr} auf die Ermittlung der kritischen mittleren Druckspannung $(\sigma_{kr})_{ex}$ eines exzentrisch gedrückten, dafür aber geraden Vergleichstabes zurückführen können, was praktisch von Vorteil ist, da die Bemessung exzentrisch gedrückter gerader Baustahlstäbe mit Hilfe der schon bekannten β-Werte leicht erfolgen kann[9]). Eine Ergänzung dieses Bemessungsverfahrens wird hier nur insofern erforderlich, als die Anwendung der als Funktion der Stabschlankheit λ und des Hebelmaßes p/k zusammengestellten, unter Voraussetzung eines rechteckigen Stabquerschnittes abgeleiteten Verhältniszahlen $\beta = \frac{\sigma_k}{\sigma_{kr}}$ bei Stäben mit nicht rechteckigem Profil nur näherungsweise zulässig ist und insbesondere bei den Stäben mit I-Querschnitt auf größere Abweichungen von den strengen Lösungswerten führen kann. Eine Reduktion dieser Abweichung ist, solange wir nicht für jede vorkommende Profilform eine eigene Tabelle strenger β-Werte zur Verfügung haben, nur in der Weise möglich, daß wir an Stelle der Querschnittskernweite k eine andere, von der Querschnittsform abhängige und auf Grund eines Lösungsvergleiches passend gewählte Bezugsgröße für das Hebelmaß einführen; bei Stäben mit symmetrischem I-Querschnitt wird, wie im Rahmen einer eigenen Abhandlung gezeigt werden wird, eine befriedigende Übereinstimmung der Rechnungsgröße $(\sigma_{kr})_{ex} = \frac{\sigma_k}{\beta}$ mit den strengen Lösungswerten erreicht, wenn wir den Hauptträgheitsradius i als Bezugsgröße einführen, also die Größe p/i als Hebelmaß in Rechnung stellen. Wir brauchen daher hier bloß die schon bekannten β-Werte mit Hilfe der Interpolationsbeziehung $\frac{p}{i} = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \frac{p}{k}$ als Funktion von λ und p/i darzustellen (Tafel 1), um die kritische mittlere Druckspannung gerader, außermittig gedrückter Baustahlstäbe mit symmetrischem I-Querschnitt (Walzträger, Breitflanschträger, geschweißte oder genietete I-Stäbe) mit praktisch ausreichender Schärfe in der Form $(\sigma_{kr})_{ex} = \sigma_k/\beta$ festlegen zu können. Soll die Veränderlichkeit des Stabquerschnitts in Rücksicht gezogen werden oder soll der Einfluß der primären Achsenfigur oder des vorgegebenen Spannungs-Dehnungs-Diagramms genauer berücksichtigt werden, dann können wir die Bestimmung der kritischen mittleren Druckspannung in jedem Einzelfall mit Hilfe des Krümmungskreisverfahrens (vgl. Fußnote 8 und 9) durchführen; legen wir Wert auf die Gewinnung geschlossener analytischer Beziehungen, dann können wir uns der Vereinfachungen bedienen, die sich aus der Einführung eines „ideal-plastischen" Werkstoffes ergeben. (Vgl. K. Ježek, Stahlbau 1935, Heft 5 u. 12.)

Tafel 1 der Werte $\beta = \frac{\sigma_k}{(\sigma_{kr})_{ex}}$.

λ \ p/i	0,05	0,1	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
25	1,07	1,11	1,19	1,35	1,52	1,68	1,84	2,01	2,18	2,36	2,57	2,79
30	1,08	1,13	1,22	1,40	1,59	1,78	1,97	2,16	2,35	2,55	2,76	2,99
35	1,10	1,15	1,25	1,44	1,64	1,84	2,03	2,22	2,41	2,62	2,84	3,07
40	1,11	1,16	1,27	1,47	1,69	1,89	2,08	2,28	2,48	2,69	2,92	3,15
45	1,12	1,18	1,30	1,51	1,74	1,94	2,14	2,34	2,54	2,76	2,99	3,22
50	1,13	1,19	1,32	1,55	1,78	1,99	2,19	2,39	2,60	2,82	3,05	3,28
55	1,14	1,21	1,34	1,59	1,82	2,04	2,24	2,45	2,66	2,88	3,10	3,33
60	1,15	1,22	1,37	1,63	1,86	2,08	2,29	2,50	2,71	2,93	3,15	3,37
65	1,16	1,24	1,39	1,67	1,90	2,12	2,34	2,55	2,76	2,98	3,20	3,41
70	1,17	1,25	1,41	1,70	1,94	2,16	2,38	2,59	2,80	3,02	3,23	3,45
75	1,17	1,27	1,44	1,73	1,98	2,20	2,42	2,63	2,83	3,05	3,26	3,48
80	1,18	1,28	1,46	1,76	2,01	2,23	2,45	2,66	2,86	3,08	3,29	3,51
85	1,19	1,30	1,48	1,78	2,03	2,25	2,47	2,67	2,88	3,09	3,30	3,52
90	1,20	1,31	1,50	1,80	2,05	2,27	2,49	2,69	2,89	3,10	3,31	3,53
95	1,21	1,33	1,52	1,81	2,06	2,28	2,49	2,69	2,89	3,10	3,32	3,53
100	1,22	1,34	1,54	1,82	2,06	2,28	2,49	2,69	2,89	3,10	3,31	3,51
105	1,23	1,36	1,55	1,82	2,05	2,26	2,47	2,67	2,87	3,07	3,27	3,47
110	1,22	1,34	1,52	1,77	1,99	2,19	2,38	2,58	2,77	2,96	3,14	3,32
115	1,19	1,30	1,46	1,69	1,90	2,09	2,27	2,45	2,63	2,80	2,97	3,13
120	1,17	1,27	1,41	1,63	1,82	2,00	2,17	2,34	2,50	2,66	2,82	2,97
125	1,15	1,24	1,36	1,57	1,75	1,91	2,07	2,23	2,38	2,53	2,68	2,81
130	1,13	1,21	1,32	1,52	1,68	1,84	1,99	2,14	2,28	2,42	2,56	2,68
135	1,12	1,19	1,29	1,47	1,63	1,78	1,92	2,07	2,20	2,32	2,45	2,57
140	1,11	1,17	1,26	1,43	1,58	1,73	1,86	2,00	2,12	2,24	2,35	2,47
145	1,10	1,15	1,24	1,40	1,54	1,69	1,81	1,93	2,04	2,16	2,27	2,39
150	1,09	1,13	1,22	1,37	1,51	1,65	1,77	1,88	1,98	2,09	2,19	2,30

Sekundäre Instabilitätserscheinungen, wie ein örtliches Ausbeulen plattenartiger Stabelemente, werden im Rahmen unseres Berechnungsverfahrens nicht in Rücksicht gezogen. Auch wollen wir voraussetzen, daß ein seitliches Auskippen des Bogens innerhalb der Feldweite des Windverbandes nicht vor Erreichen des kritischen Zustandes stattfindet; diese Voraussetzung ist insofern nicht unberechtigt, als das Lamellenpaket des Stabgurtes in den untersuchten kritischen Gleichgewichtszuständen in der Regel nur zum Teil plastiziert ist, während das seitliche Auskippen des Bogens innerhalb der Feldweite mit Rücksicht auf die Kleinheit des zugeordneten Schlankheitsgrades wohl eine Plastizierung des gesamten Lamellenpakets erfordert.

2. Die Bestimmung der statischen Tragfähigkeit.

Wie wir schon einleitend erwähnt haben, legen wir unserer Untersuchung einen stählernen Dreigelenkbogen mit dem Pfeilverhältnis $f/L = 1/12$ und der in Bild 1 dargestellten Fahrbahnanordnung zugrunde. Die Bogenachse sei eine Parabel $y_1 = \frac{4 f x_1 (L - x_1)}{L^2}$ und der unveränderliche Stabquerschnitt sei ein symmetrischer I-Querschnitt mit der Fläche F, dem Hauptträgheitsmoment $J = i^2 F$ und der Kernweite k; die Belastung bestehe aus der ständigen Vollbelastung $(g_1 + g_2)$ t/m und der Verkehrsbelastung q t/m.

Um jene Stellung der von rechts auffahrenden Verkehrslast festzulegen, für die die Randdruckspannung im Querschnitt $x_1 = 0{,}25\,L$ ein Extrem wird, müssen wir den Lastscheidepunkt der Einflußlinie für das „obere Kernpunktmoment am Ort $x_1 = 0{,}25\,L$" bestimmen. Für die Entfernung dieses Lastscheidepunktes vom linken Auflager kann die Beziehung $a = \frac{L}{1 + 2 y_{ko}/f}$ angeschrieben werden, wobei $y_{ko} = y_1 + \frac{k}{\cos \varphi_m}$ die Ordinate des oberen Kernpunktes und $\cos \varphi_m$ den Neigungscosinus der Bogenachse im Viertelpunkt vorstellt; ist beispielsweise $k = L/100$, dann erhalten wir für unseren Parabelbogen

$$y_{ko} = 0{,}75\,f + \frac{12\,f}{100 \cdot 0{,}9864} = 0{,}8717\,f$$

und $a = 0{,}3645\,L$. Für die im Querschnitt $x_1 = 0{,}25\,L$ unter den Vollbelastungen g_1 und g_2 auftretenden Normalkräfte wird $N_1 = -1{,}5208\,g_1\,L$

[6]) Vgl. K. Girkmann, Stahlbau 1932, S. 121. — Der Belastungsversuch mit einem einfach statisch unbestimmten Stahlrahmen, über den in dieser Abhandlung u. a. berichtet wird, ergab eine Grenzlast des Tragvermögens, die 4,8 mal größer ist als der bei Zugrundelegung „zulässiger Spannungen" erhaltene Wert.

[7]) Vgl. dazu auch E. Chwalla, Abhandlung. d. Int. Ver. f. Brücken- und Hochbau, 2. Bd., Zürich 1933/34, S. 96.

[8]) E. Chwalla, Stahlbau 1935, S. 43 u. 53.

[9]) E. Chwalla, Stahlbau 1934, S. 161, 173 u. 180.

bzw. $N_2 = -1{,}5208\, g_2 L$ gefunden; die Normalkraft N_3, die unter der bis zum Lastscheidepunkt der Kernpunktmomenten-Einflußlinie vorgefahrenen Verkehrslast q entsteht, hängt vom Verhältnis k/L ab und besitzt z. B. im Fall $k/L = 1/100$ die Größe $N_3 = -1{,}1171\, q L$, so daß sich dann für die gesamte im Viertelpunkt auftretende Normalkraft die Beziehung $N = -L\,(1{,}5208\, g_1 + 1{,}5208\, g_2 + 1{,}1171\, q)$ ergibt. Auch das in diesem Querschnitt unter der geschilderten Belastung auftretende Biegemoment M kann leicht festgelegt werden. Unter den Vollbelastungen g_1 und g_2 entsteht $M_1 = 0$ bzw. $M_2 = -0{,}003\,472\, g_2 L^2$, während M_3 wieder von der Entfernung des Lastscheidepunktes abhängt und im Fall $k/L = 100$ z. B. $M_3 = -0{,}018\,356\, q L^2$ beträgt, so daß wir die Beziehung $M = -L^2(0 + 0{,}003\,472\, g_2 + 0{,}018\,356\, q)$ anschreiben können. Aus M und N ergibt sich der „innere Hebelarm" $r = M/N$ und die größte Randpressung im Viertelpunktquerschnitt

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{F} + \frac{M}{Fk} = \frac{N}{F}\left(1 + \frac{r}{k}\right);$$

da $\sigma_{\min} = -\sigma_{zul}$ sein soll, wird $\sigma_0 = \dfrac{N}{F} = -\dfrac{\sigma_{zul}}{1 + r/k}$ für die im Viertelpunktquerschnitt unter der maßgebenden Belastung auftretende „mittlere Druckspannung" erhalten. Der linke Halbbogen in Bild 1 stellt daher einen primär gekrümmten Druckstab mit der Länge l und der ursprünglichen Achsenfigur $\eta = f(x)$ vor, der unter der maßgebenden Tragwerksbelastung die mittlere Druckspannung $\sigma_0 = -\dfrac{\sigma_{zul}}{1 + r/k}$ aufweist; außer dieser Druckbelastung kommt noch eine Querbelastung zur Wirkung, die aus der Vollbelastung g_1 und den beiden durch die Hilfsvertikalen übertragenen Einzellasten besteht (Bild 2a).

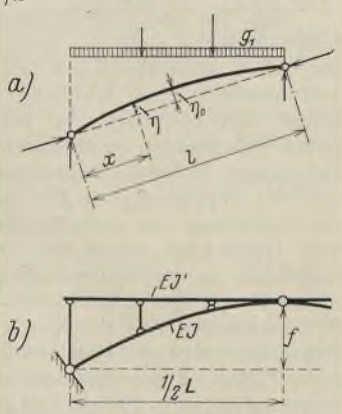


Bild 2a u. b.

Wird g_1, g_2 und q mit einem gemeinsamen Multiplikator $\nu \geq 1$ versehen und wächst ν langsam an, dann wird für $\nu = \nu'$ ein Gleichgewichtszustand erreicht, der dadurch gekennzeichnet ist, daß im linken Halbbogen das Tragvermögen restlos erschöpft und damit der Zusammenbruch des belasteten Dreigelenkbogens eingeleitet wird; nach Erreichung dieses Zustandes nimmt die Ausbiegung bei konstanter Last rasch zu und kann nur durch eine äußere Abstützung begrenzt werden. Wir nennen ν' die „statische Sicherheitszahl" des Dreigelenkbogens und finden hierfür die Beziehung $\nu' = \sigma'_{kr}/\sigma_0$, in welcher σ_0 die vorhandene und σ'_{kr} die kritische mittlere Druckspannung des primär gekrümmten Druckstabes (Bild 2a) bedeutet. Die ideelle Scheitelausbiegung dieses Druckstabes setzt sich aus dem im spannungslosen Anfangszustand vorhandenen Wert η_0 sowie aus der gedachten, der Querbelastung zugeordneten Größe $\overline{\eta_0}$ zusammen und ist identisch mit dem schon erwähnten inneren Hebelarm r. Da die Größe dieses Hebelarmes bei einem gleichmäßigen Anwachsen der Gesamtbelastung $(g_1 + g_2 + q)$ unverändert erhalten bleibt, ist vom „Vergleichsstab" nicht nur der Schlankheitsgrad $\lambda = l/i$, sondern auch das Hebelmaß $p/i = r/i$ bekannt, so daß wir mit Hilfe der Tafel 1 die kritische Druckspannung des Vergleichsstabes $(\sigma_{kr})'_{ex} = \sigma_k/\beta$ und daraus die kritische Druckspannung des untersuchten Stabes $\sigma'_{kr} = c \cdot (\sigma_{kr})'_{ex}$ berechnen können; für den Beiwert c darf hierbei nach den Ergebnissen der unter Fußnote 8 genannten Untersuchung $c \approx 1{,}04$ gesetzt werden. Die Sicherheitszahl wird ferner auch in der Weise festgelegt, daß bloß die Verkehrslast mit einem anwachsenden Multiplikator $\nu \geq 1$ versehen und jener Sonderwert $\nu = \nu''$ aufgesucht wird, für den die kritische mittlere Druckspannung σ''_{kr} im linken Halbbogen erreicht und daher das Tragvermögen des belasteten Dreigelenkbogens erschöpft wird. Da hier die bis zum Lastscheidepunkt aufgefahrene Verkehrslast allein anwächst, wird die Größe des inneren Hebelarmes durch ν'' beeinflußt, so daß die Bestimmung dieser Sicherheitszahl nur auf indirektem Wege möglich ist[10]).

Für den einleitend geschilderten Parabelbogen mit der Pfeilhöhe $f = L/12$ werden, wenn beispielsweise $i = L/90$, $k/i = 0{,}9$, $g_1 = 0{,}1\, q$, $g_2 = 0{,}5\, q$ beträgt und als Werkstoff ein Baustahl St37 mit $\sigma_{zul} = 1400$ kg/cm², $\sigma_Q = -2400$ kg/cm² vorausgesetzt wird, die Werte $N = -2{,}0297\, q L$, $M = -0{,}020\,092\, q L^2$, $r = M/N = +0{,}009\,899\, L$, $r/k = 0{,}9899$ und $\sigma_0 = -\sigma_{zul}\Big/1 + \dfrac{r}{k} = -704$ kg/cm² erhalten. Aus $i = L/90$ und der Stablänge $l = 0{,}5069\, L$ folgt dann $p/i = r/i = 0{,}891$ und $\lambda = l/i = 45{,}6$, wofür sich aus der Tafel 1 die Hilfsgröße $\beta = 2{,}04$ ergibt. Da die Knickspannung σ_k eines Stabes der Schlankheit $\lambda = 45{,}6$ nach den deutschen Vorschriften $\sigma_k = \sigma_Q = -2400$ kg/cm² beträgt, gilt $(\sigma_{kr})'_{ex} = \sigma_k/\beta = -2400/2{,}04 = -1177$ kg/cm² und daher $\sigma'_{kr} = 1{,}04\,(\sigma_{kr})'_{ex} = -1224$ kg/cm², so daß für die gesuchte statische Sicherheitszahl $\nu' = -1224/-704 = 1{,}738$ gefunden wird. Lassen wir bei der Festlegung der Sicherheitszahl ausschließlich ein Anwachsen der bis zum Lastscheidepunkt aufgefahrenen Verkehrslast zu, dann müssen wir einen Wert ν'' probeweise annehmen, in der geschilderten Weise die der Belastung $(g_1 + g_2 + \nu'' q)$ zugeordneten Werte r'', σ_0'', σ''_{kr} berechnen und unsere Annahme so lange verbessern, bis die vorhandene mittlere Druckspannung σ_0'' mit der kritischen mittleren Druckspannung σ''_{kr} übereinstimmt; ν'' stellt dann den kritischen Multiplikator, also die gesuchte statische Sicherheitszahl „zweiter Art" vor. Im Rahmen unseres Zahlenbeispiels werden z. B. für ein angenommenes $\nu'' = 2{,}04$ die Werte $N'' = -3{,}1915\, q L$, $M'' = -0{,}039\,182\, q L^2$, $r'' = 0{,}012\,28\, L$, $p''/i = r''/i = 1{,}105$, $\lambda'' = 45{,}6$, $\beta'' = 2{,}25$, $\sigma''_{kr} \approx 1{,}04 \cdot \dfrac{-2400}{2{,}25} = -1109$ kg/cm² erhalten; da σ''_{kr} mit der vorhandenen mittleren Druckspannung $\sigma_0'' = N''/F = \dfrac{N''}{N} \cdot \sigma_0 = \dfrac{-3{,}1915\, q L}{-2{,}0297\, q L} \cdot (-704{,}0) = -1109$ kg/cm² übereinstimmt, ist $\nu'' = 2{,}04$ schon die gesuchte Sicherheitszahl; der innere Hebelarm r ist hier mit Rücksicht auf das Überwiegen der einseitigen Verkehrslast größer als früher, so daß ν'' verhältnismäßig nur wenig größer als ν' wird.

Würden wir den Dreigelenkbogen in der üblichen Weise auf „Knickung unter Vollbelastung" untersuchen, dann müßten wir die Normalkraft $\overline{N}$ und die mittlere Druckspannung $\overline{\sigma_0} = \overline{N}/F$ im Viertelpunktquerschnitt für die Vollbelastung $(g_1 + g_2 + q)$ t/m bestimmen und der „Knickspannung" (Verzweigungsstelle des Gleichgewichtes) gegenüberstellen; für diese Knickspannung haben wir einleitend die allgemeine Beziehung $\overline{\sigma_k} = \dfrac{\pi^2 T}{(\lambda_{id})^2}$, $\lambda_{id} = \dfrac{\alpha L}{i_m}\sqrt{\cos\varphi_m}$ angegeben. In unserem Beispiel ist $L/i_m = 90$, $\cos\varphi_m = 0{,}986$ und $\alpha = 0{,}53$ einzusetzen, so daß $\lambda_{id} = 47{,}3$ beträgt und nach der deutschen Vorschrift $\overline{\sigma_k} = \sigma_Q = -2400$ kg/cm² erhalten wird; da andererseits die vorhandene Normalkraft die Größe $\overline{N} = -1{,}5208\,(g_1 + g_2 + q)\, L = -2{,}433\, q L$ und daher die vorhandene mittlere Druckspannung die Größe $\overline{\sigma_0} = \overline{N}/F = \dfrac{\overline{N}}{N} \cdot \sigma_0 = -\dfrac{2{,}433\, q L}{2{,}0297\, q L} \cdot 704{,}0 = -844{,}0$ kg/cm² besitzt, stellt $\nu_k' = \dfrac{-2400}{-844} = 2{,}84$ die gesuchte „Knicksicherheitszahl" vor. Wird ausschließlich die als Vollbelastung wirksame Verkehrslast q mit einem anwachsenden Multiplikator versehen, dann wird die Stabilitätsgrenze erreicht, wenn dieser Multiplikator (die „Knicksicherheitszahl zweiter Art") den Wert $\nu_k'' = \nu_k' + \dfrac{g_1 + g_2}{q} \cdot (\nu_k' - 1) = 3{,}94$ annimmt. Wir erkennen, daß die Zahlen ν_k' und ν_k'' kein Maß für die statische Tragsicherheit des untersuchten Dreigelenkbogens zu liefern vermögen, da sie erheblich größer als die für angenähert halbseitige Verkehrslast abgeleiteten Sicherheitszahlen $\nu' = 1{,}74$ bzw. $\nu'' = 2{,}04$ sind.

Wir haben bei unserer Untersuchung das Lastverhältnis $\dfrac{g_1 + g_2}{q} = 0{,}1 + 0{,}5 = 0{,}6$ in Rechnung gestellt und müssen noch prüfen, welchen Einfluß eine Änderung dieses Verhältnisses auf die Sicherheitszahlen nimmt. Vergrößern wir $(g_1 + g_2)/q$ um 100 %, setzen wir also (wie es Brücken mittlerer Spannweite entsprechen dürfte) $g_1 = 0{,}2\, q$, $g_2 = 1{,}0\, q$, und betrachten wir nach wie vor den Fall $f/L = 1/12$, $i = L/90$, $k/i = 0{,}9$, $\sigma_{zul} = 1400$ kg/cm², $\sigma_Q = -2400$ kg/cm², dann erhalten wir die statischen Sicherheitszahlen $\nu' = 1{,}715$, $\nu'' = 2{,}29$ und die Knicksicherheitszahlen $\nu_k' = 2{,}63$, $\nu_k'' = 4{,}59$. Vergrößern wir die ursprünglichen Werte auf das Vierfache (schwere, weitgespannte Brücken), setzen wir also $g_1 = 0{,}4\, q$ und $g_2 = 2{,}0\, q$, dann ergibt sich in der gleichen Weise $\nu' = 1{,}705$, $\nu'' = 2{,}81$ und $\nu_k' = 2{,}42$, $\nu_k'' = 5{,}83$. Wir sehen, daß die statischen Sicherheitszahlen ν', ν'' selbst bei großen Änderungen des Lastverhältnisses nur relativ geringe Änderungen erfahren; bei anwachsendem $(g_1 + g_2)/q$ wird ν' geringfügig verkleinert und ν'' ein wenig vergrößert.

Um der bei praktischen Ausführungen verschiedenartigen konstruktiven Gestaltung und Querschnittsausbildung Rechnung zu tragen, wurden die statischen Sicherheitszahlen ν' und ν'' für verschiedene Verhältniswerte L/i und k/i ermittelt und in der Tafel 2 den Knicksicherheitszahlen

[10]) Außer diesen Sicherheitszahlen erster und zweiter Art, bei deren Festlegung die Belastungsintensitäten $\nu'(g_1 + g_2 + q)$ bzw. $\nu''\left(\dfrac{g_1 + g_2}{\nu''} + q\right)$ den Traggrenzen zugeordnet werden und deren Angabe zur Klarstellung der statischen Sicherheit eines Tragwerks im allgemeinen notwendig und hinreichend ist, wurde noch eine Sicherheitszahl dritter Art in Vorschlag gebracht (F. Dischinger, Bautechn. 1934, S. 660), bei der das Tragvermögen unter der Belastungsintensität $\nu'''\left(\dfrac{g_1 + g_2}{n} + q\right)$, $n \neq \nu'''$, erschöpft wird.

Tafel 2 der Sicherheitszahlen ν.

L/i	k/i	ν'	ν_k'	ν''	ν_k''
80	0,7	2,01	3,05	2,45	4,28
	0,8	1,88	2,85	2,26	3,96
	0,9	1,77	2,69	2,10	3,70
100	0,7	1,98	3,46	2,35	4,94
	0,8	1,83	3,20	2,14	4,52
	0,9	1,72	3,00	1,99	4,20
120	0,7	1,93	3,82	2,26	5,51
	0,8	1,78	3,52	2,06	5,03
	0,9	1,66	3,28	1,89	4,65
140	0,7	1,84	4,07	2,12	5,91
	0,8	1,69	3,74	1,92	5,38
	0,9	1,56	3,46	1,76	4,94
160	0,7	1,78	4,32!	2,04	6,31!
	0,8	1,62	3,92	1,83	5,67
	0,9	1,50!	3,63	1,66!	5,21

ν_k' und ν_k'' gegenübergestellt. Die angegebenen Werte beziehen sich nach wie vor auf den parabolischen Dreigelenkbogen mit dem Pfeilverhältnis $f/L = 1/12$, dem Belastungsverhältnis $g_1/q = 0{,}1$, $g_2/q = 0{,}5$ und der in Bild 1 dargestellten Fahrbahnanordnung. Der konstant vorausgesetzte, symmetrische I-Querschnitt wurde jeweils so bemessen, daß die größte Randpressung im Viertelpunktquerschnitt genau den für Baustahl St 37 zulässigen Wert $\sigma_{zul} = -1400$ kg/cm² erreicht; die zugeordnete Stellung der Verkehrsbelastung hängt von der Kernpunktordinate am Orte $x_1 = 0{,}25\,L$ ab und mußte in jedem Einzelfall eigens festgelegt werden. Die Bestimmung der kritischen mittleren Druckspannung des linken Halbbogens erfolgte mit Hilfe der Beziehung $\sigma_{kr} = 1{,}04 \cdot \frac{\sigma_k}{\beta}$, wobei die Knickspannung σ_k aus den deutschen Knickvorschriften und die Hilfsgröße β für $p/i = r/i$ und $\lambda = 0{,}5069\,L/i$ aus der Tafel 1 entnommen werden konnte. Die zum Vergleich angegebenen Knicksicherheitszahlen ν_k', ν_k'' ergeben sich aus der bei Vollbelastung auftretenden mittleren Druckspannung σ_0 und aus dem Wert σ_k, der die „Knickspannung" (Verzweigungsstelle des Gleichgewichts) des untersuchten Dreigelenkbogens vorstellt und auf Grund des ideellen Schlankheitsgrades $\lambda_{id} = 0{,}526\,L/i$ aus den Tabellen der deutschen Knickvorschrift zu entnehmen ist.

Der Vergleich der in der Tafel 2 zusammengestellten Lösungswerte lehrt, daß die statischen Sicherheitszahlen bei einem auf „zulässige Spannung" bemessenen flachen Dreigelenkbogen nicht nur relativ starken Schwankungen unterliegen, sondern auch erheblich kleiner als die in üblicher Weise für eine Vollbelastung nachgewiesenen „Knicksicherheitszahlen" sind. Die Möglichkeit des Absinkens der Sicherheitszahl ν' bis auf Werte von etwa 1,5 hat uns schon in der Einleitung veranlaßt, den flachen Dreigelenkbogen zu jenen Bauwerken zu zählen, deren statische Tragsicherheit einen Kleinstwert erreicht, wenn wir der Bemessung „zulässige Spannungen" zugrunde legen.

3. Über die Beeinflussung der Lösung durch die Scheitelsenkung und die biegesteife Fahrbahn.

Die Sehnenverkürzung, die die beiden Halbbogen unter der anwachsenden Belastung erfahren, hat eine Senkung des Scheitelgelenkes zur Folge, die mit Rücksicht auf die Größe der auftretenden Axialspannungen und die Kleinheit des Verhältniswertes f/L von merkbarem Einfluß auf das Tragvermögen sein kann[11]). Wird die Pfeilhöhe η_0 des linken Halbbogens (Bild 2 a) um den Betrag $\Delta\eta_0$ vergrößert und die Achsenlänge s um den Betrag Δs verkürzt, dann senkt sich das Scheitelgelenk angenähert um $\Delta f \approx Cf\left[\left(\frac{s}{f}\right)^2 \cdot \frac{\Delta s}{s} + \frac{4}{3} \cdot \frac{\Delta\eta_0}{f}\right]$, wobei der Beiwert C zwischen 0,5 und 1,0 gelegen ist. Würde der rechte Halbbogen die gleiche Verformung wie der linke erfahren, dann wäre $C = 1{,}0$ zu setzen; würde er keinerlei Formänderung erfahren, dann würde $C = 0{,}5$ gelten. Im Falle $f/L = 1/12$, $L/i = 160$, $k/i = 0{,}9$ (für den die Sicherheitszahl ν' den kleinsten der in der Tafel 2 angegebenen Werte annimmt) beträgt beispielsweise der Schlankheitsgrad des linken Halbbogens $\lambda = 81{,}1$, die ideelle Primärausbiegung $\eta_0 = r = 0{,}0102\,L$ und die kritische mittlere Druckspannung $\sigma_{kr} = -747{,}0$ kg/cm²; es wird für diesen kritischen Gleichgewichtszustand $\Delta s \approx 0{,}0004\,s$ und $\Delta\eta_0 \approx 0{,}5\,\eta_0$ (vgl. etwa die Tafel 1 der unter Fußnote 8 genannten Abhandlung) erhalten, so daß sich $\Delta f/f \approx C\,(37{,}0 \cdot 0{,}0004 + 16 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}0102) = 0{,}10\,C$ ergibt. Durch diese Scheitelsenkung wird das Pfeilverhältnis des Bogens im untersuchten Gleichgewichtszustand verringert und die Normalkraft erhöht; es ist daher zu erwarten, daß die Tragfähigkeit des Bogens schon unter Belastungsintensitäten erschöpft wird, die kleiner als die in der Tafel 2 durch ν' und ν'' festgelegten Werte sind. Begnügen wir uns bei der Erfassung dieser Beeinflussung mit einem auf Seite der Sicherheit gelegenen, also ein wenig zu großen Näherungswert, dann können wir annehmen, daß die Abminderung der in Tafel 2 angegebenen statischen Sicherheitszahlen ν', ν'' im Verhältnis $\Delta f/f$ erfolgt und daher in ungünstigen Fällen etwa 5 bis 10 % betragen wird. Eine weitere Reduktion von ν' und ν'' tritt ein, wenn wir bei der Ermittlung der Traggrenze die genaue „ungünstigste" Laststellung und die Veränderlichkeit des Bogenquerschnitts längs der Bogenachse in Rücksicht ziehen. Denn wir haben bei der Ermittlung der statischen Traggrenze einfach jene Stellung der auffahrenden Verkehrslast in Rechnung gestellt, die sich bei der Bemessung des Bogens auf „zulässige Spannungen" als maßgebend erwiesen hat, und haben den Größtquerschnitt, der sich aus der Bedingung $\min \sigma = -\sigma_{zul}$ ergab, im ganzen Bogen konstant vorausgesetzt; bei Berücksichtigung der Querschnittsverminderung an den Halbbogen-Enden wird auch das Maß der Scheitelsenkung erhöht.

Dem für das Tragvermögen des Bogens ungünstigen Einfluß der Scheitelsenkung steht der Einfluß der biegesteifen Fahrbahn gegenüber, der sich in einer elastischen Querstützung des ausknickenden Halbbogens und damit in einer Erhöhung der statischen Tragfähigkeit des Bogens äußert. Der Halbbogen ist bei Berücksichtigung dieses Einflusses als primär gekrümmter, querbelasteter Druckstab mit elastischer Querstützung aufzufassen, wobei die Querstützung durch einen Hilfsträger der Länge $L/2$ und der Biegesteifigkeit EJ' bewirkt wird (Bild 2b). Wenn wir bei der Festlegung von EJ' die Biegesteifigkeit der Fahrbahndecke außer acht lassen (was schon mit Rücksicht auf die vielfach angeordneten Querfugen zu empfehlen ist), dann stellt J' das Trägheitsmoment der einem Hauptträger zugeordneten Fahrbahnträger und Hängebleche vor. Bei praktischen Ausführungen erreicht dieses Trägheitsmoment in der Regel nur wenige Hundertteile von J. Nun wurde aber in der unter Fußnote 8 genannten Abhandlung für eine kritische mittlere Druckspannung $\sigma_{kr} = -1000$ kg/cm² (die im groben Durchschnitt den in Tafel 2 behandelten Fällen entspricht) gezeigt, daß ein Hilfsträger von einer derartig kleinen Biegesteifigkeit, selbst wenn wir für ihn ein Hookesches Idealmaterial voraussetzen, die Ausbildung eines kritischen Gleichgewichtszustandes nicht zu verhindern vermag; er bewirkt ausschließlich eine geringe Erhöhung der kritischen Belastung, wobei das Maß dieser Erhöhung als nahezu unabhängig von der Zahl der Hilfsvertikalen angesehen werden darf. Es ist daher zu empfehlen, den günstigen Einfluß, den die Biegesteifigkeit der Fahrbahn, ebenso wie auch den günstigen Einfluß, den die Gelenkreibung auf die statische Tragfähigkeit stählerner Dreigelenkbogen nimmt, bei kleinen Pfeilverhältnissen und relativ schwachen Fahrbahnträgern ausschließlich zur Kompensation der früher erwähnten ungünstigen Einflüsse in Rechnung zu stellen. Nur in jenen Fällen, in denen EJ'/EJ größer als etwa ein Zehntel ist, reicht nach dem Ergebnis der unter Fußnote 8 angeführten Untersuchung die Querstützungsintensität aus, um die Ausbildung eines kritischen Zustandes und damit die Gefahr eines ausgeprägten Zusammenbruches des Tragwerkes nach Erreichen der kritischen Belastung zu verhindern; die Belastungsintensität, die den einzelnen Gleichgewichtszuständen zugeordnet ist, nimmt dann bei anwachsender Deformation monoton zu und erreicht erst nach Ausbildung einer genügenden Zahl von „Plastizitätsgelenken" im Fahrbahnträger eine schwach ausgeprägte Extremstelle. Zur Festlegung des genauen Wertes dieses Grenzverhältnisses EJ'/EJ steht in jedem Einzelfalle das Krümmungskreisverfahren (vgl. Fußnote 8 u. 9) zur Verfügung.

Besitzt der Dreigelenkbogen ein mit den Hängestangen verbundenes Zugband, dann sinkt das erwähnte Grenzverhältnis auf Null herunter, da das stark angespannte Zugband auch im Falle $J' = 0$ eine Querstützung von ausreichend großer Intensität bewirkt[12]). Im Rahmen der unter Fußnote 8 genannten Abhandlung wurde im V. Abschnitt der kritische Gleichgewichtszustand für den Fall „$\lambda = 50$, $P = -1000\,b\,h$ kg, $J'/J = 0{,}02$ bzw. 0,05" bestimmt und hierbei eine Scheitelausbiegung $\Delta\eta_0 = 0{,}125\,h$ bzw. $0{,}151\,h$ gefunden, so daß wir für die vom Hilfsträger im Augenblick des Zusammenbruches ausgeübten Rückstellkräfte die Werte $\mathfrak{W} = W\Delta\eta_0 = 7{,}0\,b\,h$ bzw. $21{,}1\,b\,h$ kg erhalten; würden wir den biegesteifen Hilfsträger durch ein schlaffes, jedoch durch die Zugkraft $Z = -P = +1000\,b\,h$ kg angespanntes Seil ersetzen, dann würden sich bei

[11]) Die Beeinflussung der Schnittgrößen eines Dreigelenkbogens durch die Deformation wurde unter Voraussetzung des Hookeschen Formänderungsgesetzes zuerst von F. Engeßer (Z. f. Arch. u. Ingenieurwesen 1903, S. 178) untersucht. Für einen Dreigelenkbogen aus einem idealplastischen Material wurde dieser Einfluß in einem einfachen Belastungsfall von F. Wachendorf (Beitrag zur Frage der Verformungen und der Bruchsicherheit insbesondere von vollwandigen Zwei- und Dreigelenkbogen . . . ., Diss. T. H. Braunschweig, 1933) zahlenmäßig erfaßt.

[12]) Vgl. F. Engeßer, Eisenbau 1914, S. 45, und R. Mayer, Die Knickfestigkeit, Berlin 1921, S. 111.

denselben Scheitelausbiegungen $\Delta\eta_0$ die Rückstellkräfte $\mathfrak{W}' = 4\,Z\,\Delta\eta_0/l = 34{,}6\,b\,h$ bzw. $41{,}8\,b\,h$ kg ergeben, die erheblich größer als die früheren Werte sind und sicher ausreichen, um die Ausprägung des kritischen Zustandes zu unterbinden. Ähnliche Überlegungen gelten auch für den Langerschen Balken mit gezogener Stabkette oder für die Hängebrücke mit aufgehobenem Horizontalzug; der Versteifungsträger (der mit Rücksicht auf die unsymmetrische Anordnung der Lamellen nicht nur als querbelasteter, sondern auch als „primär gekrümmter" Druckstab angesehen werden muß) erfährt von der angespannten Stabkette auch hier bedeutende Rückstellkräfte, die die Ausbildung eines kritischen Gleichgewichtszustandes, d. h. die Möglichkeit eines beschleunigten Anwachsens der Ausbiegung bei unveränderter Lastgröße, wirksam verhindern.

4. Ergänzende Bemerkungen zur Bestimmung des Einflusses der Scheitelsenkung.

Wir haben im 3. Abschnitt bei der Festlegung des Einflusses der Scheitelsenkung die Traglast einfach im Verhältnis $\Delta f/f$ reduziert und wollen nunmehr an Hand einer strengeren Untersuchung darlegen, daß dieses Verfahren Näherungswerte für die Abminderungszahlen liefert, die grundsätzlich etwas zu groß sind, also auf Seite der Sicherheit liegen. Wir beziehen uns hierbei wieder auf den in Bild 1 dargestellten Dreigelenkbogen, beschränken uns aber auf den einfachen Belastungsfall einer lotrechten Scheitellast Q. Um die vollständige (nicht nur die Stabausbiegung, sondern auch die Scheitelsenkung in Rücksicht ziehende) Theorie zweiter Ordnung zu entwickeln, müssen wir für den in Bild 2a skizzierten, primär gekrümmten und mittig gedrückten Baustahlstab die „Lastkurve" $\sigma_0 = N_{Gl}/F = \varphi(\Delta\eta_0)$ ermitteln, die den funktionalen Zusammenhang zwischen den Druckkräften N_{Gl} und den zusätzlichen Scheitelausbiegungen $\Delta\eta_0$ der aufeinanderfolgenden Gleichgewichtsfiguren festlegt. Dann müssen wir für die einzelnen, durch $\Delta\eta_0$ gekennzeichneten Gleichgewichtsfiguren die Sehnenverkürzungen Δl bestimmen und das Maß der Scheitelsenkung $\frac{\Delta f}{f} = 1 - \frac{L}{2f}\sqrt{\frac{4\,l^2}{L^2}\left(1 - \frac{\Delta l}{l}\right)^2 - 1}$ sowie die Größe der im Gleichgewichtsfall vorhandenen Scheitellast

$$Q_{Gl} = 2\,N_{Gl}\cdot\frac{f-\Delta f}{l-\Delta l} = 2\,N_{Gl}\sqrt{1-\frac{L^2}{4\,l^2\,(1-\Delta l/l)^2}}$$

berechnen; die Extremstelle der Kurve $Q_{Gl} = \psi(\Delta f/f)$, die auf Grund dieser Beziehungen punktweise dargestellt werden kann, liefert dann den exakten Wert der gesuchten kritischen Last $\max Q_{Gl} = Q_{kr}$.

Beschränken wir uns auf die Ermittlung von Vergleichswerten zur Beurteilung des einleitend erwähnten Näherungsverfahrens, dann können wir von den großen Vereinfachungen Gebrauch machen, die sich aus der Voraussetzung eines ideal-plastischen, durch E und σ_F gekennzeichneten Baustahls, einer sinusförmigen Gleichgewichtsfigur und eines konstanten, rechteckigen Stabquerschnitts $F = b\,h$ ergeben. Aus der für die Bogenlänge s geltenden Beziehung $s \approx l + \frac{\pi^2}{4}\cdot\frac{\eta_0^2}{l}$ wird durch Differenzieren $(s - 2\,l)\,\Delta l \approx \frac{\pi^2}{2}\cdot\eta_0\,\Delta\eta_0$ erhalten, so daß für das Maß der Sehnenverkürzung, wenn wir den geringen Einfluß der rein axialen Verkürzung vernachlässigen, $\frac{\Delta l}{l} \approx -\frac{\pi^2}{2}\cdot\frac{\eta_0}{l}\cdot\frac{\Delta\eta_0}{l}$ geschrieben werden kann. Aus den Normalspannungsverteilungen, die im Scheitelquerschnitt des Stabes unter der Einwirkung der Normalkraft $N = b\,h\,\sigma_0$ und des Biegemomentes $M = N(\eta_0 + \Delta\eta_0) = N\,y_0$ ausgebildet werden, ergibt sich bekanntlich für die Achsenkrümmung $1/\varrho_0$ im Stabscheitel:

$$\begin{cases} \dfrac{y_0}{h} \le \dfrac{\bar{y}_0}{h}, & \dfrac{E\,h}{\varrho_0} = 12\,\sigma_0\cdot\dfrac{y_0}{h} \\ \dfrac{\bar{y}_0}{h} \le \dfrac{y_0}{h} \le \dfrac{\bar{\bar{y}}_0}{h}, & \dfrac{E\,h}{\varrho_0} = \dfrac{\frac{8\,\sigma_0}{9}\left(\frac{\sigma_F}{\sigma_0} - 1\right)^3}{\left(\frac{\sigma_F}{\sigma_0} - 1 - 2\cdot\frac{y_0}{h}\right)^2} \\ \dfrac{\bar{\bar{y}}_0}{h} \le \dfrac{y_0}{h}, & \dfrac{E\,h}{\varrho_0} = \dfrac{\sigma_F}{\sqrt{\frac{3}{4}\left(1 - \frac{\sigma_0^2}{\sigma_F^2}\right) - \frac{3\,\sigma_0}{\sigma_F}\cdot\frac{y_0}{h}}}, \end{cases}$$

wobei $\frac{\bar{y}_0}{h} = \frac{1}{6}\left(\frac{\sigma_F}{\sigma_0} - 1\right)$ und $\frac{\bar{\bar{y}}_0}{h} = \frac{\bar{y}_0}{h}\left(1 + \frac{2\,\sigma_0}{\sigma_F}\right)$ bedeutet; da mit Rücksicht auf den vorausgesetzten sinusförmigen Biegelinienverlauf für die Vergrößerung der Achsenkrümmung im Scheitel einfach $\frac{1}{\varrho_0} \approx \frac{\pi^2}{l^2}\cdot\Delta\eta_0$, also $\frac{E\,h}{\varrho_0} \approx \pi^2\,E\cdot\frac{\Delta\eta_0}{h}\cdot\frac{h^2}{l^2}$ erhalten wird, kann die „Lastkurve" $\sigma_0 = \varphi(\Delta\eta_0)$ leicht festgelegt werden.

Tafel 3.

$\Delta\eta_0/h$	0,05	0,10	0,15	0,20	0,22	0,25	0,30	0,35	0,40
σ_0	0,156	0,297	0,393	0,431	0,432	0,435	0,431	0,424	0,416
$\Delta f/f$	0,0159	0,0323	0,0490	0,0660	0,0729	0,0833	0,1009	0,1188	0,1371
$Q_{Gl}/b\,h$	0,0504	0,0946	0,1229	0,1326	0,1319	0,1314	0,1277	0,1232	0,1184

Ist beispielsweise $f = L/12$, $L/i = L\sqrt{12}/h = 160$, $E = 2100$ t/cm² und $\sigma_F = 2{,}4$ t/cm², dann gilt $l = 0{,}5069\,L = 23{,}4\,h$, $\eta_0 = f/4 = 0{,}963\,h$, $\Delta l/l = -0{,}008\,66\,\Delta\eta_0/h$, $E\,h/\varrho_0 = 37{,}842\,\Delta\eta_0/h$, so daß wir die in Tafel 3 angegebenen Werte erhalten. Aus dieser Tafel ist zu entnehmen, daß der kritische Gleichgewichtszustand des Halbbogens erreicht wird, wenn die mittlere Druckspannung $\max\sigma_0 = \sigma_{kr} = 0{,}435$ t/cm² und die zusätzliche Scheitelausbiegung $\Delta\eta_0 = 0{,}25\,h$ beträgt, und daß der Dreigelenkbogen sein Tragvermögen einbüßt, wenn die Scheitellast die Größe $\max Q_{Gl}/b\,h = Q_{kr}/b\,h = 0{,}1326$ t/cm² und die Scheitelsenkung die Größe $\Delta f = 0{,}066\,f$ erreicht. Da wir, wenn wir den Einfluß der Scheitelsenkung nicht berücksichtigen würden, für die kritische Last die Größe $Q'_{kr}/b\,h = 2\,\sigma_{kr}/\sqrt{37} = 0{,}1430$ t/cm² erhalten würden, hat die Scheitelsenkung im untersuchten Fall eine Abminderung der Traglast um $\Delta Q_{kr} = 7{,}28\,\%$ zur Folge; diesem, im Rahmen unserer Voraussetzungen streng gültigen Wert steht der nach dem einleitend erwähnten Verfahren gewonnene Näherungswert $\Delta Q_{kr} \approx \Delta f/f = 8{,}33\,\%$ (Verhältniswert $\Delta f/f$ für den kritischen Gleichgewichtszustand $\sigma_{kr} = 0{,}435$ t/cm² des Halbbogens) gegenüber.

Alle Rechte vorbehalten.

Die wichtigsten Stahlbauten des Ottmachauer Staubeckens.

Von Oberregierungs- und -baurat i. R. **B. Theuerkauf, Breslau.**

(Schluß aus Heft 15.)

B. Die Maschinenhalle für das Kraftwerk und den Grundablaß.

Begründung für den Bau einer durchgehenden Halle.

Das rund 100 m lange und 100 m breite sogenannte Grundablaßbauwerk[2]) ist so geteilt, daß im Mittelblock zwei Kraftwerkstollen und symmetrisch dazu im nördlichen und südlichen Block je drei Grundablaßstollen angeordnet sind. Die normale Betriebswassermenge der beiden Turbinen beträgt 35 m³/sek, die sechs Grundablaßstollen zusammen sollen im Höchstfalle sekundlich 500 m³ der Neißehochwasser abführen können. Diese Stollen sind durch hier zum ersten Male verwendete elektrisch betriebene Ringschieberventile (Chopventile) mit einem Schachtdurchmesser von 6,7 m und oberwasserseitig außerdem durch Rollschütze mit elektrischem Antrieb abgeschlossen.

Die größten Gewichte, die im endgültigen Betriebszustande erforderlichenfalls zu bewegen sind — Spurringwechsel bei den Turbinen rd. 100 t, gewisse Konstruktionsteile an den Grundablaßventilen rd. 85 t —, machten eine fahrbare Krananlage nötig, die zweckmäßig so einzurichten war, daß möglichst alle Betriebseinrichtungen in dem umfangreichen Bauwerk bestrichen werden konnten. Diese Krananlagen zwangen an sich noch nicht zum Bau einer Halle in der ganzen Länge des Bauwerks. Für die Betriebsanlagen des eigentlichen Kraftwerks verstand sich die Überdachung allerdings von selbst, aber auch für die des Grundablasses ergab sie sich aus der Eigenart des Betriebes und der herrschenden klimatischen Verhältnisse.

Wie bei der gesamten Staubeckenanlage der Gesichtspunkt der unbedingten Sicherheit an erster Stelle stand, so mußte auch jederzeitige Betriebsicherheit des Grundablasses verlangt werden. Bei einer Einkapselung der Einzelanlagen durch freistehende Blechgehäuse ist aber die dauernde Pflege und Aufsicht nicht in dem Maße gesichert, wie in einem übersichtlichen überdachten Raume. Auch hätten Blechgehäuse gegen das Einfrieren und Vereisen der Antriebe bei der exponierten Lage und den vorkommenden hohen Kältegraden — 1929 wurde hier mit — 42° die niedrigste Temperatur in Deutschland erreicht — nur ungenügenden Schutz gewähren können. Dabei war noch wesentlich, daß die Abflußmengen bei einer Mittelwasserführung der Glatzer Neiße von 22 m³/sek gewöhnlich nur durch die Turbinen abgeführt werden, während die Grundablässe mit einem Abführungsvermögen von je über 80 m³/sek nur selten in Anspruch genommen werden.

[2]) Bautechn. 1933, Heft 40.

Gesamtanordnung.

Nachdem weiter verschiedene Lösungen nach wirtschaftlichen Gesichtspunkten untersucht waren, wurde die folgende Anordnung für den Bau der Halle als die zweckmäßigste angesehen.

Sie erstreckt sich über das ganze Bauwerk und hat eine Länge von 94,3 und eine Breite von 16,72 m (Bild 19). Da der Unterbau aus drei durch Bewegungsfugen getrennten Baublöcken besteht, war die Halle in drei Abschnitte zu teilen, für deren Verbindung untereinander in allen Teilen (Wandausfachung, Kranbahn, Dach, Gesimse) wegen etwaiger Bewegungen

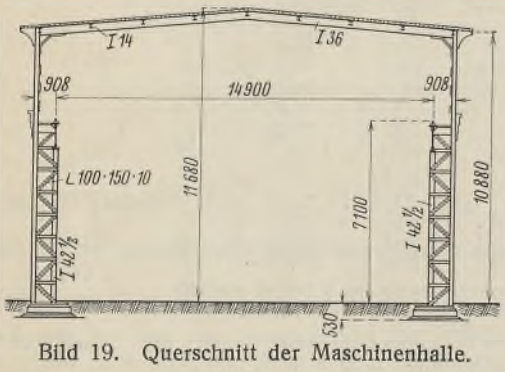


Bild 19. Querschnitt der Maschinenhalle.

des Unterbaues verschiebliche Befestigungen (an den Endbindern) vorzusehen waren. Die Fugen waren regen- und schneesicher abzudecken.

In der Halle waren zwei fahrbare Laufkrane von je 75 t Tragkraft anzuordnen, die sowohl einzeln wie gemeinsam arbeiten sollen. In letzterem Falle sind sie imstande, ein Ringschieberventil — Gewicht rd. 140 t — im ganzen herauszuheben.

Jeder Hallenteil über den beiden Grundablaßblöcken hat sieben Binder mit einem Abstande von 4,75 und 4,90 m, die eigentliche Kraftwerkshalle sechs Binder mit einem Abstande von 5,56 m. Die Stützweite der Binder beträgt durchweg 16,56 m. Am Fuße sind die Binderstützen rd. 6 m tief durch je vier starke Ankerschrauben und Ankerroste im Beton des Unterbaues verankert.

Die Wandflächen haben senkrechte Zwischenpfosten erhalten. In den Längswänden sind diese am Unterbau eingespannt, oben lehnen sie sich in Höhe der Kranbahn gegen einen waagerechten Träger, in Höhe der Dachtraufe gegen einen Wandriegel. In den Giebelwänden sind die Pfosten unten ebenfalls eingespannt und oben mit den Endbindern verbunden, in die auch die Dachpfetten einbinden. Die Windkräfte werden durch die Pfetten dem in der Dachebene liegenden Windverbande zugeleitet und von dort durch den oberen Rahmen in den darunterliegenden Bremskraftrahmen weitergeleitet. Die Bremskräfte quer zur Kranbahn werden durch den genannten waagerechten Träger in Höhe der Kranbahn unmittelbar in die Stützen übergeleitet. Die Bremskraft in Richtung der Kranbahn wird in jedem Hallenteil durch die beiden in den Endfeldern angeordneten Rahmen in Verbindung mit den Stützen in den Unterbau übertragen.

Die Wandflächen sind in Stahlkonstruktion mit Verglasung durch Rohglas ausgeführt. Zwischen den Pfosten der Wände, die in entsprechenden Abständen durch Querriegel verbunden sind, liegen stählerne Fensterrahmen mit senkrechten und waagerechten Sprossen, welche die Verglasung tragen.

Die Dacheindeckung besteht aus Stegzementdielen auf den Pfetten mit doppelter Abdeckung in grünem Ruberoid. Die Decke ist unten verputzt und mit Leimfarbe gestrichen.

Auf der Landseite symmetrisch zum Haupteingang der Kraftwerkshalle ist ein einstöckiger Anbau in der Bauweise der Maschinenhalle — Stahlgerippe mit Verglasung — erbaut (Bild 20). Die Länge entspricht dem dreifachen Abstande der Hallenbinder von 5,56 m, die Breite beträgt rd. 6 m.

In dem Anbau sind ein Büro, ein Unterkunftsraum für Betriebspersonal, eine Werkstatt, Lagerräume und Klosettanlagen untergebracht.

Die Höhe des Anbaues ist so gewählt, daß die Architektur der Halle nicht gestört wurde. Auch die Konstruktion des Anbaues ist der Architektur der Maschinenhalle angepaßt.

Neben dem Anbau ist ein breites Tor angeordnet. Dadurch ist es möglich, die schweren Maschinenteile mit einem besonderen Schwerlastwagen von einem neben dem Generator I mit der Toreinfahrt in gleicher Höhe liegenden Mauerpodest aus abzutransportieren bzw. in die Halle zu fahren.

Grundlagen und Gang der statischen Berechnung.

Der statischen Berechnung wurden folgende Annahmen zugrunde gelegt:

Gewicht der Dacheindeckung — Ruberoid auf Stegzementdielen = 86 kg/m²,

Winddruck $W = 150$ kg/m² senkrecht getroffener Fläche,

Dachneigungswinkel $\alpha = 4° 50'$,

Schneebelastung 75 kg/m² waagerechter Fläche.

Die Stützen haben außer der Binderlast die Kranbahn für die beiden Krane von je 75 t Nutzlast und die Belastung der Krane aufzunehmen. Die größten Raddrücke der beiden Krane betragen je 52 bzw. 50 t, die kleinsten je 14 bzw. 13,4 t. Zum Heben von Lasten über 75 t werden beide Krane starr miteinander gekuppelt und ihre Doppelhaken durch einen Querbalken mit 150 t Tragfähigkeit verbunden.

Als Baustoff für die Stahlkonstruktion ist Flußstahl St 37 verwendet. Die zulässigen Beanspruchungen sind 1200 bzw. 1400 kg/cm².

Die Berechnung der Binder ist durchgeführt einmal für einen mittleren Binderabstand von 4,825 m (Grundablaßhallen) und für einen solchen von 5,56 m (Kraftwerkshalle).

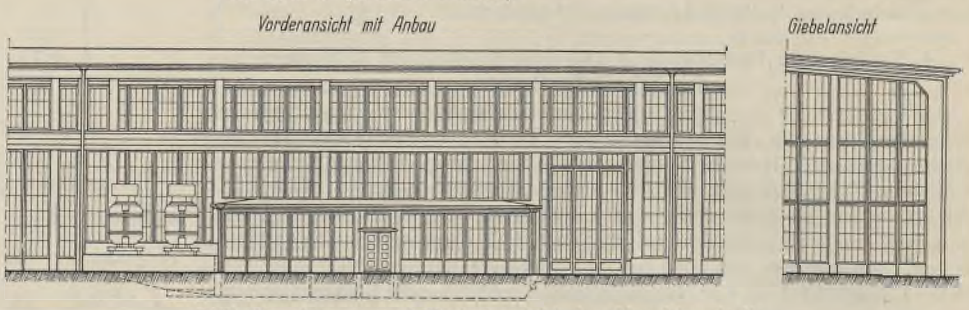


Bild 20. Längs- und Giebelansicht der Maschinenhalle.

Das System der unten beiderseits eingespannten Rahmenbinder ist dreifach statisch unbestimmt.

Untersucht sind folgende Belastungsfälle für die Grundablaßhallen und die Kraftwerkshalle:

1. Belastung durch die ständigen Lasten,
2. „ „ Wind von links,
3. „ „ ungünstigste senkrechte Kranlast links,
4. „ „ ungünstigste waagerechte Kranlast links;

bei den Bindern der Kraftwerkshalle außerdem:

5. Belastung durch Wind von rechts,
6. „ „ ungünstigste senkrechte Kranlast rechts,
7. „ „ ungünstigste waagerechte Kranlast rechts.

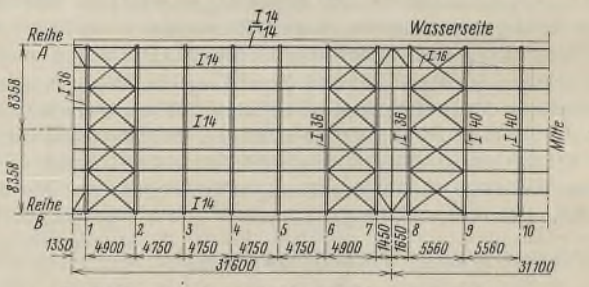


Bild 21. Dachgrundriß der Maschinenhalle.

Die Tragwerke in den oberen Teilen der Längswände sind außerdem als mehrstielige Rahmen für eine Eckbelastung (5 t, vom Giebelwandwindträger herrührend, + 2,5 t, durch die Giebelriegel übertragene Windlast, + 7 t Bremskraft) untersucht. Weiterhin ist eine Berechnung über den Einfluß der Temperatur aufgestellt.

Die Berechnung der Stützenanker ist nach dem Verfahren von Gregor, „Der praktische Eisenhochbau", durchgeführt.

Die Kranbahnträger sind als Balken auf vier Stützen berechnet.

Die Anordnung der Windverbände in den beiden Dachebenen ist aus Bild 21 ersichtlich. Die Giebelwandwindträger sind als Balken auf zwei Stützen berechnet.

Konstruktive Durchbildung der Stahlkonstruktionen.

Der untere Teil der Binderstützen bis zur Höhe der Kranfahrbahn hat, bedingt durch diese, folgenden Querschnitt erhalten. Die Außengurtung, zugleich Normalquerschnitt für den über der Kranfahrbahn liegenden Teil der Binderstützen, ist nach Bild 22 (Binder 13) ausgebildet. Die innere Gurtung besteht aus einem I 42½ in einem Abstande von 0,9 m vom Außenblech der Außengurtung. Beide Gurtungen sind durch Pfosten und Streben mit L-Querschnitt zu einem Tragwerk zusammengefaßt (Bild 19 u. 23). In dem oberen Teile ist der Normalquerschnitt der Binderstützen auf der Innenseite der Außenwinkel je nach der in den Grundablaßstollen und in der Kraftwerkshalle verschiedenen Beanspruchung durch 20 mm starke Blechstreifen von 90 bis 135 mm Breite verstärkt. Den oberen konstruktiven Abschluß der Längswände zwischen den Binderständern bildet ein in der Längswand durchgehendes liegendes ⊏ 14 und eine mit diesem verbundene Wandpfette I 14 (Bild 21).

Die Konstruktion der Binderstützenfüße und deren Verankerung mit dem Mauerwerk ist in Bild 24 im einzelnen dargestellt.

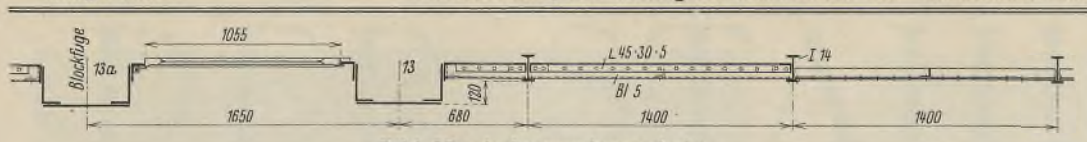


Bild 22. Außenwandquerschnitt.

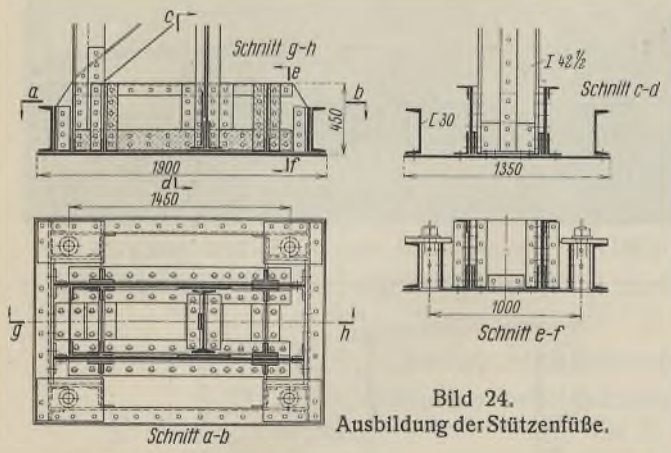


Bild 24.
Ausbildung der Stützenfüße.

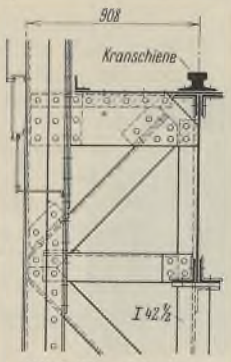
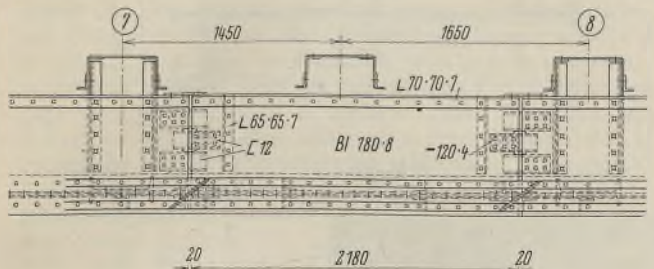


Bild 23. Binder- und Kranbahnstütze.



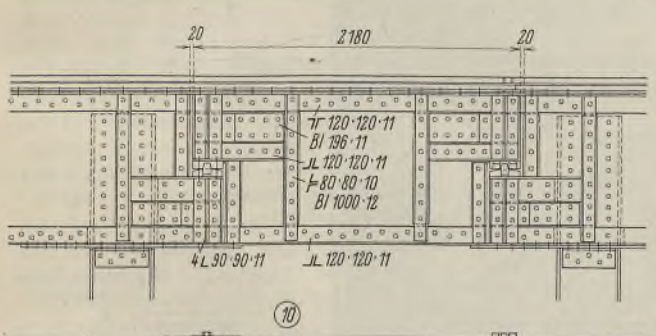


Bild 25.
Kranbahnträger mit Zwischenstück.

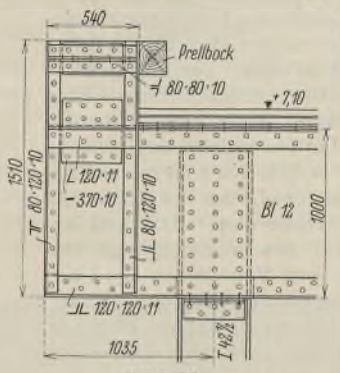


Bild 26.

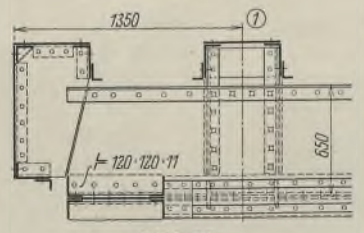


Bild 27.

Bild 26 u. 27.
Halleneckstütze und Prellbock am Ende des Kranbahnträgers.

Die oberen Querstücke der Binder im Dache selbst (Dachriegel) bestehen aus I 40 in der Kraftwerkshalle bzw. aus I 36 in den Grundablaßhallen.

Außer den Hauptstützen der Binder sind in jedem Felde vier Zwischenstützen I 14 angeordnet.

Die Kranbahnträger — Vollwandträger von 1 m Höhe — ruhen auf den Pfosten aus I $42^1/_2$ der Innengurtung der Binderstützen. Sie sind ebenfalls durch Gitterstäbe mit der Außengurtung der Binder und oben mit dem bereits erwähnten Träger zur Aufnahme der waagerechten Kräfte verbunden (Bild 23). Dieser Träger besteht aus einem 780 mm breiten und 8 mm starken Blech, an der Außengurtseite oben verstärkt durch ein L-Profil 70/70/7. Auf den Kranbahnträgern ruhen die breitköpfig geformten Kranschienen.

Die Sicherung der Beweglichkeit an den Stellen der Blockfugen des Mauerwerks ist dadurch erreicht, daß über den Fugen zwischen den Binderstützen 7 und 8 sowie 13 und 14 in der Form gleiche, aber im Querschnitt schwächere Zwischenstützen 7a und 13a eingeschaltet sind, welche die von unten bis oben senkrecht durchgehenden vier Fugen (Wasser- und Landseite) zwischen den Hallenteilen decken. Das Außenblech ist beweglich befestigt. Auf der einen Seite ermöglichen senkrechte, auf der anderen Seite waagerechte Langlöcher etwaige Bewegungen in diesen Richtungen. Bewegungen der Baublöcke senkrecht zu dieser Bewegungsebene waren nicht mehr zu befürchten.

Die Haupt- und Zwischengesimse sind an diesen Stellen durch 20 mm breite Fugen unterbrochen.

Auch bei den Kranbahnträgern ist auf die Blockbewegungen dadurch Rücksicht genommen, daß zwischen den Stützen 7 und 8 sowie 13 und 14 in die Kranbahnträger 2,18 m lange, auf Kipplagern beweglich gelagerte Zwischenstücke eingeschaltet sind (Bild 25).

Die Bilder 26 u. 27 zeigen die Ausbildung der Halleneckstützen und der an den Enden der Kranbahnträger angeordneten Prellböcke.

Die Pfetten, welche die Dachdeckung tragen, sind I 14.

In den Giebelwänden sind symmetrisch zur Hallenachse in 5,1 m Abstand Hauptpfosten I 32 und in 1,7 m Abstand Zwischenpfosten I 18, ferner in 4 bzw. 7 m Höhe über dem Fußpunkt Riegel I 18 angeordnet.

Die Fenstersprossen der Halle bestehen aus L 60/60 bzw. aus ⊥ 50/50 bis 35/35.

Die äußere Gliederung der vorderen Längswand und der Giebelwand der Halle ist aus Bild 20 zu ersehen.

Die Maschinenhalle ist durch die Vereinigten Oberschlesischen Hüttenwerke AG, Werk Donnersmarckhütte, Hindenburg O/S, ausgeführt.

Alle Rechte vorbehalten.

Einbau von geschweißten Eisenbahnbrücken mittels Tankwinden.

Von Dipl.-Ing. **W. J. Filus**, Braunschweig.

In der Stahlbauabteilung der Firma Gasometer-Wilke-A.-G., Braunschweig, wurden im vergangenen Jahre u. a. einige kleinere Eisenbahnbrücken in vollkommen geschweißter Ausführung hergestellt. Die Überbauten wurden sämtlich von Hand geschweißt, zur Verwendung gelangten stark ummantelte Elektroden, Type Kapta (Messer & Co., Frankfurt a. M.).

1. Die Schunterbrücke im Zuge eines neugebauten Industrieanschlußgleises der Braunschweigischen Landes-Eisenbahn ist für Lastenzug E bemessen, eingleisig und hat 17,3 m Stützweite. Die vollwandigen Hauptträger sind in 3,8 m Abstand angeordnet, die Fahrbahn liegt unten und ist offen.

Die Gleisachse schneidet die Schunter in einem Winkel von 43° 40', der Überbau ist links schief, die gesamte Baulänge beträgt infolgedessen 22,08 m. Das Gewicht des Überbaues einschließlich der Stahlgußlagerteile beträgt 26,3 t.

Quer- und Längsträger bestehen aus Walzträgern, die Hauptträger aus einem 15 mm starken Stegblech mit Gurtungen aus Wulstflachstahl der Ilseder Hütte, Peine; während die Gurtungen in einem Stück durchlaufen, ist das Stegblech etwa in Trägermitte gestoßen.

Der Überbau wurde in der Werkstatt fix und fertig geschweißt und im ganzen in Sonderfahrt zur Baustelle gebracht, da er mit 4,15 m Baubreite das Ladeprofil erheblich überschritt.

Der Einbau dieser Brücke gestaltete sich unter Anwendung von Tankwinden sehr einfach. Tankwinden sind Bockspindeln, welche die ausführende Firma für den Zusammenbau von Tanken seit Jahren verwendet. Diese Winden haben bis 15 t Tragfähigkeit und bis 2 m Hub. An dem Fuß einer solchen Winde ist eine Walze angebracht (auf Bild 1 deutlich zu erkennen), die einen bequemen Transport der umgekippten Winde ermöglicht.

Da das Gleis schon vor Erstellung der Brücke als Baugleis für den Ausbau der weiteren Strecke diente, befand sich an der Brückenbaustelle bereits eine hölzerne Behelfsbrücke, welche zum Absenken des Überbaues verwendet wurde (Bild 1). Die fertige Brücke zeigt Bild 2.

Bild 1. Schunterbrücke. Montage.

2. Die Mühlengrabenbrücke (im Zuge des obengenannten Industrie-Anschlußgleises) ist ebenfalls für Lastenzug E bemessen, eingleisig und hat 13,32 m Stützweite. Die vollwandigen Hauptträger haben 3,53 m Abstand, die Fahrbahn liegt unten und ist offen. Das Stahlgewicht einschließlich der Lagerteile beträgt 17,5 t. Die baulichen Einzelheiten entsprechen denen der Schunterbrücke (Bild 3). Auch dieser Überbau wurde in der Werkstatt fertig geschweißt und in Sonderfahrt zur Baustelle gebracht. Der Wagen mit dem Überbau fuhr bis dicht vor die Einbaustelle. Da es sich um ein Neubaugleis handelte, wurde der Damm vor der Brücke zunächst nur so hoch geschüttet, daß der Überbau ohne vorheriges Anheben unmittelbar von dem Bahnwagen auf das Montagegerüst verschoben werden konnte (Bild 4). Als Rollen zum Verschieben des Überbaues dienten etwa 2,5 m lange Rohre von etwa 60 mm Außendurchmesser, die einerseits auf zwei I 36-Trägern des Montagegerüstes abrollten, andererseits auf vier kurzen I P24-Trägern, die an beiden Enden des Überbaues unter den letzten beiden Querträgern im Abstand von 2 m angeklemmt waren (Bild 4).

Am Mühlengraben, dicht vor den Widerlagern, waren vier Tankwinden aufgestellt, mittels deren der Überbau zunächst auf schräg über die Widerlagerecken verlegte Schwellenstapel und dann auf die Lager abgesetzt wurde. Die fertige Brücke zeigt Bild 5.

Bild 2. Schunterbrücke nach der Fertigstellung.

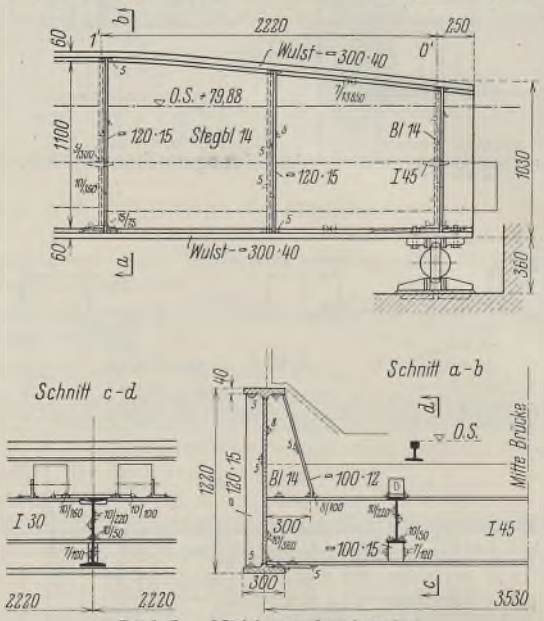


Bild 3. Mühlengrabenbrücke. Konstruktive Einzelheiten.

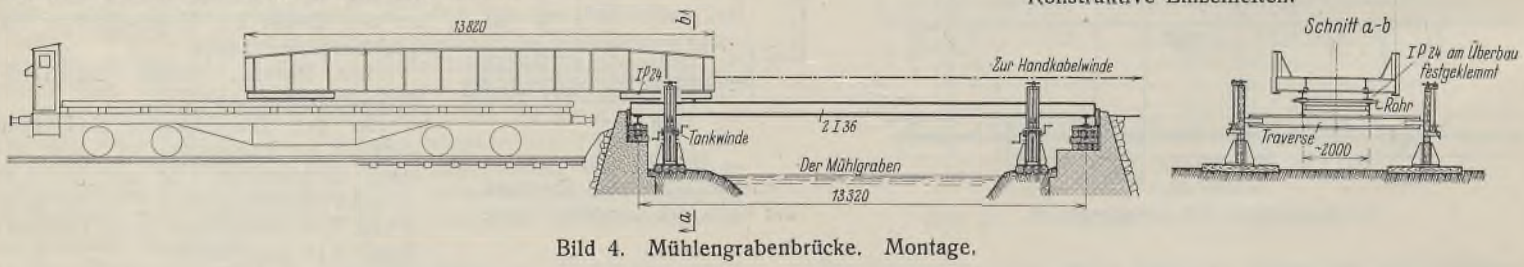


Bild 4. Mühlengrabenbrücke. Montage.

Bild 5. Mühlengrabenbrücke nach der Aufstellung.

Bild 6. Schildaubrücke. Montage.

Zu bemerken ist noch, daß der Einbau dieses Überbaues dadurch wesentlich erleichtert wurde, daß sich neben dieser Brücke eine hölzerne Behelfsbrücke befand, die zur Überführung eines Feldbahngleises für Baumaterialientransport diente.

3. Die Schildaubrücke in km 73,9 + 15 der Strecke Derneburg—Seesen der Braunschweigischen Landesbahn hat 11,66 m Stützweite; sie ist eingleisig und ebenfalls für Lastenzug E bemessen. Die Schwellen liegen unmittelbar auf den vollwandigen Hauptträgern, die in 1,86 m Abstand angeordnet sind. Auch hier wurde als Hauptträgergurtung Peiner Wulstflachstahl verwendet. — Dieser Überbau, der ebenfalls in der Werkstatt fertig geschweißt wurde, wurde mittels Reichsbahnkran eingesetzt (Bild 6).

INHALT: Die Tragfähigkeit stählerner Dreigelenkbogen. — Die wichtigsten Stahlbauten des Ottmachauer Staubeckens. (Schluß.) — Einbau von geschweißten Eisenbahnbrücken mittels Tankwinden.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 9.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Schriftleitung:
Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernsprecher: C 1 Steinplatz 0011
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernsprecher: Breslau 421 61

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

8. Jahrgang | BERLIN, 16. August 1935 | Heft 17

Alle Rechte vorbehalten.

Stahlbauwerke der Zinkerzröstanlage
für die Zinkelektrolyse G. m. b. H. in Magdeburg-Rothensee.

Von **H. Schmudde**, V.D.I., Köln-Kalk.

Die elektrolytische Herstellung von Zink durch Erfassung des Einflusses der Verunreinigungen ist in bezug auf die praktische Herstellung des Elektrolytzinkes in den vergangenen Jahren wohl weiter vervollkommnet, sonst aber grundsätzlich nicht geändert worden. Neuere Ermittlungen ergaben, daß die heimischen Bodenschätze genügen, den gegenwärtigen Zinkbedarf zu decken. Diese Erkenntnis war nicht neu. Schon vor Jahren reifte daher der Plan, Deutschland in der Zinkversorgung vom Ausland möglichst unabhängig zu machen. Zu verwirklichen war ein solcher Plan jedoch nur durch Errichtung einer neuen großen Zinkhütte unter Stützung und mit Beihilfe einer starken Regierung. Interessierte private Kreise hatten auf eigenes Risiko vor Jahren schon mit der Ausarbeitung technischer Einzelheiten hierfür begonnen. Die Ausführung konnte aber erst 1933 nach dem Umbruch Deutschlands in Angriff genommen und beendet werden.

Das zur Verfügung stehende Baugelände in Magdeburg-Rothensee hat zum größten Teil wenig tragfähigen Boden, der durch umfangreiche und teure Pfahlgründung künstlich verfestigt werden mußte. Die Belastungen aus den maschinellen Einrichtungen und Apparaten sowie die Menge und damit die Gewichte der zu verarbeitenden Rohstoffe lagen fest. Zu beeinflussen waren die Bodenbelastungen und die Kosten der Gründungen nur durch Wahl einer Bauweise mit möglichst geringem Eigengewicht.

In vielen Gebäuden müssen sich die Arbeitsvorgänge übereinanderliegend, also in mehreren Geschossen, abspielen. Für die einzelnen Geschosse standen keine beliebig großen Höhenabschnitte zur Verfügung, noch weniger aber für die Bauhöhen der Decken. Sie mußten deshalb sehr beschränkt werden. Die Geschosse konnten ihre Tagesbelichtung nur durch entsprechend niedere, langgestreckte oder hohe, durchgehende Wandfenster erhalten.

Da mit dem Neubau der Zinkhütte die elektrolytische Gewinnung von Feinzink in besonders großem Ausmaße wohl zum ersten Male verwirklicht wurde, mußten Änderungs- und Ergänzungsmöglichkeiten bei der Planung ganz besonders beachtet werden. Dabei sollten aber diese evtl. Änderungen jederzeit einfach, schnell, billig und mit geringster Störung des Betriebes durchführbar sein.

Bild 1. Gesamtbild der Zinkerzröstanlage, längsseitig.

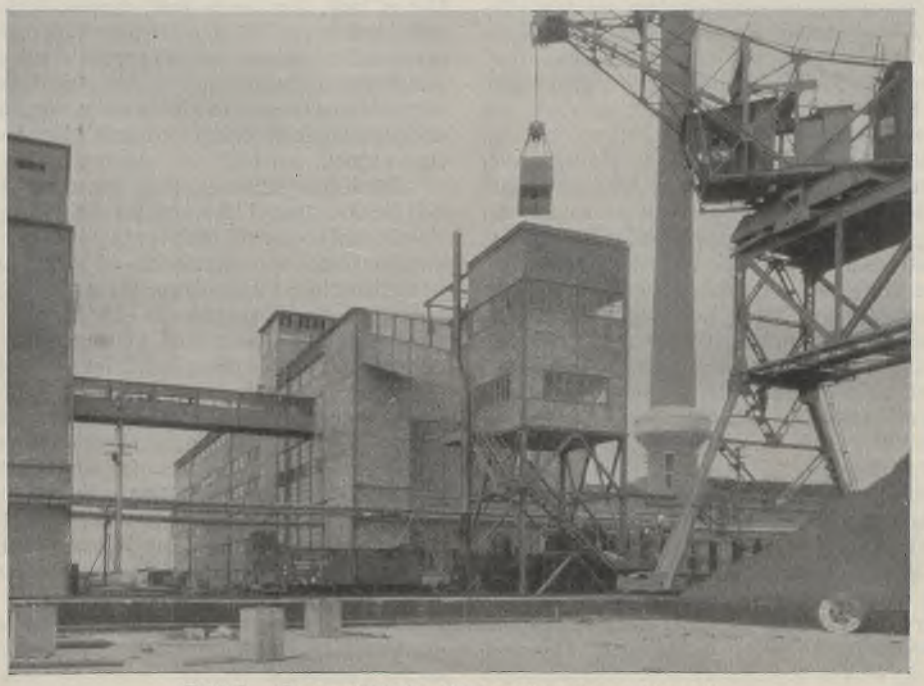


Bild 2. Gesamtbild der Zinkerzröstanlage, stirnseitig.

Alle diese Forderungen konnten am besten durch die Stahlbauweise erfüllt werden. Fast alle Gebäude der neuen Zinkhütte sind daher auch als Stahlgerippebauten ausgeführt.

Für die Leitung der neuen Zinkhütte, der Zinkelektrolyse G. m. b. H., war es eine Selbstverständlichkeit, daß nicht nur die fabrikatorischen Einrichtungen nach dem neuesten Stand der Technik ausgebaut, sondern daß auch die vielen hierfür notwendigen Fabrikgebäude und Hallen architektonisch gut durchgebildet wurden und einheitliches Gepräge erhielten.

Wenn früher der Stahlbauingenieur nicht so sehr auf äußere Formgebung und architektonische Ausgestaltung seiner Bauwerke und Konstruktionen geschult war, so ist das in den letzten Jahren wesentlich besser geworden. Durch entsprechende Forderungen der Bauherren, insbesondere durch größere Vertrautheit unserer Baukünstler, der Architekten, mit der Stahlbauweise, wurden Formgebung und Ausgestaltung sowie Zusammenarbeit zwischen Architekt und Ingenieur stark gefördert. Von der verständnisvollen Zusammenarbeit legen die Gebäude der Zinkhütte in Magdeburg gutes Zeugnis ab. Berater der architektonischen Ausgestaltung war Architekt Issel, Berlin.

Von den vielen Bauwerken darf wohl die Zinkerzröstanlage als das bemerkenswerteste angesprochen werden. Mit seinem Aufbau waren baulich vielseitige Aufgaben zu lösen, die zum Teil ganz neuartig waren.

Die Zinkerzröstanlage dient zur Aufbereitung von Zinkerzen durch Rösten in besonders ausgebildeten Röstöfen, denen das Röstgut in bestimmter Körnung und in ununterbrochenem Strom Tag und Nacht zugeführt wird. Die gleichartige Körnung wird teils durch Absieben, teils durch Vermahlen erreicht, die ununterbrochene Zufuhr aus anschließender Stapelung entsprechender Mengen in großen Bunkern. Für die Einhaltung des Verarbeitungsganges ergab sich die Aufstellung folgender Bauwerke:

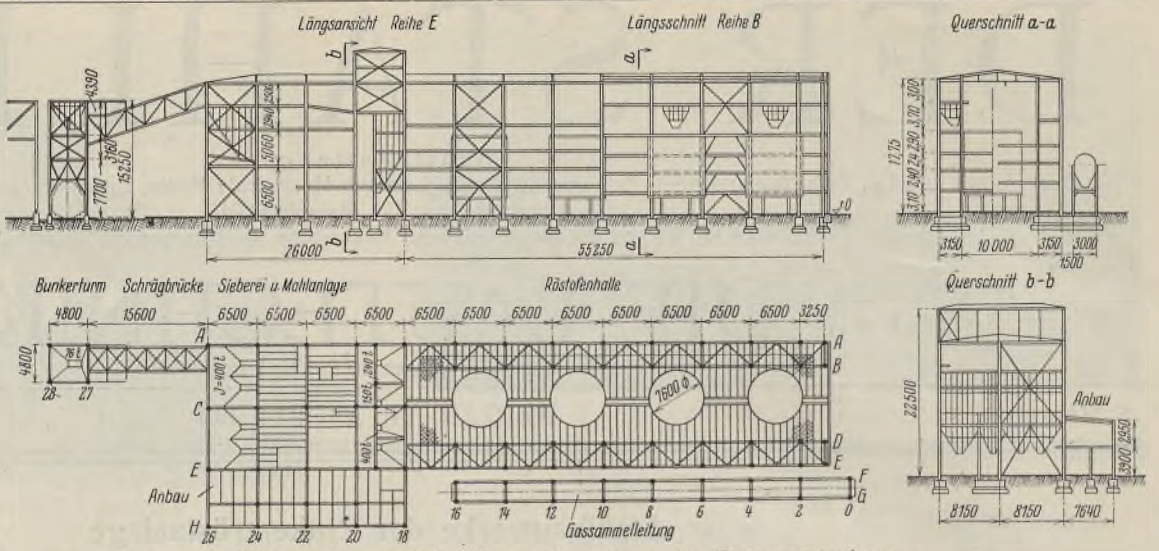


Bild 3. Schematische Gesamtdarstellung der Zinkerzröstanlage.

1. ein Bunkerturm, daran anschließend
2. eine hochgelegene Schrägbrücke, weiter
3. ein Hauptgebäude mit Anbau und schließlich
4. eine große Gassammelleitung.

Das Hauptgebäude enthält im vorderen Teil die Sieberei und Mahlanlage, im hinteren Teil die Röstanlage. Im Anbau sind Büro-, Arbeiter-Aufenthalts- und Waschräume untergebracht. Bild 1 u. 2 zeigen Schaubilder der Gesamtanlage.

Durch einen großen Verladekran werden die Erze mittels Greifer von ihrem Lagerplatz in einen Bunker befördert, der oben in den Bunkerturm eingehängt ist. Von hier wird das Erz auf ein schräg ansteigendes Förderband entleert und durch die Schrägbrücke in den vorderen Teil des Hauptgebäudes geleitet. In diesem vorderen Teil, der Sieb- und Mahlanlage, sind große Blechbunker eingebaut, die das Erz in entsprechender Verteilung aufnehmen. Von den Bunkern gelangt das Erz zu den einzelnen Verarbeitungsmaschinen in diesem Gebäudeteil und von da aus weiter zur Röstanlage. In der Röstanlage sind vier Röstöfen von 7,6 m Durchmesser und 11 m Höhe, Bauart Humboldt, aufgestellt. Die Röstung erfolgt innerhalb der Öfen auf mehreren Etagen, von denen das Röstgut durch Rührwerke und Sturzöffnungen langsam von oben nach unten befördert wird. Den Röstöfen wird das Erz von oben her durch kleine Beschickungsbunker zugeführt, die durch ein Förderband gefüllt werden. Das geröstete Erz wird aus den Röstöfen unten abgezogen und durch ein weiteres Förderband zur Sieb- und Mahlanlage zurückgeleitet. Hier wird es mittels Becherwerk in die zugehörigen Bunker gefüllt und gestapelt. Die bei der Röstung entstehenden, mit Nebenprodukten angereicherten Gase werden von den Röstöfen aus über Staubvorabscheidungen durch gußeiserne Rohre der Gassammelleitung zugeführt und von hier aus weitergeleitet.

Der Verarbeitungsgang bringt verhältnismäßig starke Rauch- und Staubentwicklung mit sich. Aus diesem Grunde mußte die Stahlkonstruktion im Innern der Gebäude so einfach wie möglich gehalten werden. Besonderer Wert wurde auf glatte und vollwandige Ausführung aller Teile gelegt und Fachwerkkonstruktionen so wenig wie möglich angewandt.

Die Umfassungswände erhielten Fachwerkgerippe für $^1/_2$ Stein dicke Ausmauerung mit reichlichen Fensterflächen. Die Eckstützen sowie die bei dem Hauptgebäude in regelmäßigem Abstand von 6,5 m aufeinanderfolgenden Hauptstützen treten infolge starker Bemessung kräftig hervor und von außen sichtbar. Auch die schmaleren Zwischenstiele sind sichtbar. Alle sonst noch notwendigen Fachwerkriegel, mit Ausnahme der Fensterriegel, sind hinter dem Mauerwerk angeordnet, also nicht sichtbar. Die Umfassungswände erhielten damit senkrechte Aufteilung, die durch die teils sehr hohen, teils niedrig gehaltenen, langgestreckten Fensterflächen eine wirksame Belebung erfahren. Diese Belebung wird noch dadurch gehoben, daß die Fenster nicht auf die Wandflächen gelegt, sondern etwas darin versenkt sind. Die Dächer sind ganz flach gehalten und nach den Giebeln zu abgewalmt, so daß die Dachflächen auch aus größerer Entfernung nicht sichtbar werden und den guten architektonischen Eindruck nicht verwischen können. Die Eindeckung der Dächer erfolgte mit Zomaksteinen und doppelter Papplage.

Bild 3 zeigt in schematischer Gesamtdarstellung mit Grundriß, Längs- und Querschnitten die Aufteilung der Bauwerke und ihre Hauptabmessungen.

Die Errichtung des Bunkerturmes in größerem Abstand vom Hauptgebäude ergab sich aus betrieblichen Forderungen, stellte ihn aber damit über ein Eisenbahngleis. An der einen Seite dieses Gleises führt eine Verkehrsstraße entlang, an der anderen Seite fährt der Hauptverladekran vorbei. Da alles dicht nebeneinander liegt, mußten die Grundrißabmessungen des Turmes auf 4,8 · 4,8 m begrenzt werden. Bei der durch die Ausführung in Stahl möglichen Einschränkung der Konstruktionsabmessungen wurde erreicht, daß die vorschriftsmäßige Weite und Höhe für die Eisenbahndurchfahrt durch den unteren Teil des Turmes trotz der beengten Verhältnisse gewahrt blieb. Der am Kopf des Turmes über dem Förderband eingehängte Bunker mußte so hoch angeordnet werden, daß er das geforderte Fassungsvermögen von 76 t erhielt, außerdem aber die Beschickung vom Greifer durch den Verladekran noch zuließ. Die Höhe des Turmes bestimmte sich hiernach zu 15,25 m.

Der Bunker ist ein vierkantiger Trichter mit der für das selbsttätige Abrutschen der feinkörnigen Zinkerze notwendigen Bodenneigung. Da er aus 8 mm-Blechen hergestellt wurde, genügte hierfür eine Schräge von 50°. Zur Aussteifung der Bunkerböden sind Spanten aus ⊏ 14 an der Außenseite der Bleche angenietet. Diese Spanten verlaufen von oben nach unten.

Unterhalb des Bunkers ist in entsprechendem Abstand eine Riffelblechbühne auf I-Trägern eingebaut. Die Bühne liegt mit ihrer Oberkante auf + 10,86 m und trägt die Entleerungsvorrichtung für den Bunker und die Beschickungsvorrichtung für das Transportband. Die Antriebsmaschinen für die vorgenannten Vorrichtungen sind auf einer tiefer liegenden Bühne, deren Oberkante auf + 7,7 m liegt, aufgestellt. Diese Bühne erhielt Hohlsteineindeckung auf I-Trägern. Vier Eckstützen aus I P 20 mit in den Seitenwänden liegendem Strebenwerk bilden das Traggerüst für Bühnen und Bunker.

Zum Schutze der Maschinen ist dieses Traggerüst von seiner Oberkante abwärts bis zur unteren Bühne mit $^1/_2$ Stein dicken Fachwerkwänden mit Fensterflächen umschlossen. Gegen Regeneinfall ist der Bunker oben durch ein ganz flach gebautes, verschiebbares Blechdach geschützt. Dieses Blechdach erhielt vier Laufräder, mit denen es auf besonderen Fahrbahnträgern nach der Schrägbrücke hin verfahren werden kann. Zum Verfahren dienen Drahtseilzüge sowie eine Handwinde, die auf der 7,7 m-Bühne angeordnet ist. Bild 1 u. 2 lassen den fertigen Bunkerturm erkennen.

Mit dem Bunkerturm starr verbunden ist die Schrägbrücke, die 15,6 m lang, 3 m breit und ebenso hoch ist. Das andere Ende der Schrägbrücke ist in der Stirnwand der Sieberei verschieblich gelagert, verschieblich jedoch nur in Längsrichtung der Brücke. Der Brückenboden erhielt Holzbelag auf I-Trägern. Die Seitenwände sind im unteren Teil mit hochkant gestellten Hohlsteinen ausgemauert und im oberen Teil mit durchlaufenden Fenstern versehen. Die fertige Brücke ist auf Bild 1 u. 2 zu erkennen.

Die Konstruktionsgewichte waren für den Bunkerturm etwa 16,7 t, für den Bunker etwa 12,7 t und für die Schrägbrücke etwa 6,9 t.

Die Sieb- und Mahlanlage ist ein Teil des Hauptgebäudes und erstreckt sich von Stütze 26—18 (s. Bild 3). Die Breite des Gebäudes ist 16,3 m, die Gesamtlänge 26 m. Der Teil von 26—20 ist 17,75 m hoch und der Teil von 20—18 bis auf 22,5 m erhöht. Die in dem Gebäude vorgesehenen drei Bühnen auf + 6,75, + 11,81 und + 14,75 m erhielten Riffelblechbelag auf I-Trägern, berechnet für eine Nutzlast von 250 kg/m². Außer den Hauptstützen in der Flucht der Außenwände *A* und *F* ist noch eine Reihe Stützen in der Mittelachse *C* vorgesehen. Die Binderspannweite und die der Bühnenunterzüge wurde damit 8,15 m. Infolge dieser Stützenverteilung konnten die Binder aus I 28 bzw. I 32 und die Stützen aus je einem I P-Träger in den Profilgrößen 18—36 hergestellt werden. Die Bühnenunterzüge bestehen zum größten Teil aus I-Trägern Profil 36—55. Nur für die Bühne + 6,75 mußten einige Unterzüge, mit Rücksicht auf die Aufstellung schwerer Apparate als stärkere Blechträger ausgebildet werden.

Zur Aufnahme der horizontalen Winddrücke sind die Stützen gegen die einzelnen Riffelblechbühnen und oben gegen einen Diagonalverband in der Dachebene verlagert. Von hier aus werden die Reaktionen durch senkrechte Verbände zwischen den Stützen *A* 26—*C* 26—*E* 26, ferner

$A\,24—C\,24$ und $C\,20—E\,20$ sowie $A\,18—C\,18—E\,18$ weiter in die Fundamente geleitet.

Zwischen den Stützenreihen 26 und 24 sind zwei große Blechbunker für etwa 400 t bzw. 250 t Fassungsvermögen eingebaut. Oberkante dieser Bunker liegt auf + 14,75, die Ausläufe auf + 7,75. Bodenneigung dieser Bunker ist etwa 50°. Für die Böden und Wände der Bunker wurden 10 mm dicke Bleche verwendet, die durch von oben nach unten verlaufene I- und ⊏-Profile ausgesteift wurden. Die Abstände dieser Aussteifungen waren durchweg 800 mm. Die schrägen Böden und die unteren Teile der senkrechten Wände sind noch mit auswechselbaren Schleißblechen belegt. Die Oberseite der Bunker ist durch Riffelblechbühnen mit Trägerlage abgedeckt. In diesem Bühnenbelag sind entsprechende Ausschnitte vorgesehen, durch die die Beschickung der Bunker mittels Transportbänder erfolgt.

Zwischen den Stützen 20 und 18 sind drei weitere gleichartige 10,5 m tiefe Bunker eingebaut, deren Fassungsvermögen 400 t, 150 t und 240 t beträgt. Da die senkrechten Aussteifungsträger hierbei zu große Abmessungen erhalten hätten, wurde ihre Stützlänge bis zum Ansatz der schrägen Böden durch Anordnung von horizontal verlaufenden Aussteifungsträgern dreimal unterteilt. Die Beschickung dieser Bunker erfolgt ebenfalls von oben, jedoch mittels Becherwerke. Aus diesem Grunde mußte auch der Gebäudeteil oberhalb dieser Bunker bis auf + 22,5 m erhöht und mit zwei weiteren Bedienungsbühnen, Riffelblech auf Trägerlage, in Höhe + 17,25 und 20 m ausgerüstet werden.

Das Gewicht des Stahlgerippes der Sieberei und Mahlanlage ist 225 t, d. h. 29 kg/m³ umbautem Raum. Das Gesamtgewicht der fünf Bunker ist etwa 136 t.

Die Röstofenhalle erstreckt sich über den Gebäudeteil von 18 bis 1 (Bild 3) mit einer Gesamtlänge von 55,25 m. Die Breite der Halle ist wie bei der Sieb- und Mahlanlage 16,3 m und die Höhe 17,75 m. Im Querschnitt der Halle stehen die Haupttragstützen jeweils in den Außenwänden sowie in zwei Innenreihen im Abstand von 3,15 m von den Außenstützen. In der Längsrichtung der Halle ist der Stützen- und damit auch der Binderabstand regelmäßig 6,5 m mit einem Endfeld von 3,25 m Weite.

In dem Gebäude sind vier Röstöfen von 7,6 m Durchmesser und 11 m Höhe aufgestellt. Jeder Röstofen hat einen starken Blechmantel und ist auf einem kräftigen ringförmigen Tragrost aufgebaut, der wieder auf den Köpfen von je 8 Stück etwa 2,4 m langen Stützen verlagert ist.

In den Ofenmänteln sind eine große Anzahl regelmäßig verteilter Bedienungsöffnungen vorgesehen. Für den Zugang dieser Öffnungen sind in der Halle Bühnen in verschiedenen Höhenlagen angeordnet mit Trägern in Abständen von 0,93 m, berechnet für eine Nutzlast von 250 kg/m². Die Träger lagern auf Unterzügen, die zwischen den Hauptstützen und von Ofenmantel zu Ofenmantel in Längsrichtung der Halle angeordnet sind. Die Verlagerung der Unterzüge an den Ofenmänteln ist mit Rücksicht auf Temperaturdehnungen beweglich gehalten. Die verschiedenen Bühnen erstrecken sich nicht über die ganze Breite der Halle, sondern lassen etwa in der Mittelachse einen Schlitz von etwa 700 mm frei. Um die Öfen herum sind die Bühnen mit Riffelblech abgedeckt, so wie es der schraffierte Teil im Grundriß von Bild 3 zeigt. Die übrigen Bühnenteile sind mit verzinkten Stabilrosten der Firma Karl Wellen, Düsseldorf, abgedeckt. Diese Roste bestehen aus hochkant gestellten Bandeisen in netzartiger Anordnung. Der 700 mm weite Schlitz zwischen den einzelnen Bühnen sowie die teilweise Abdeckung der Bühnen mit Stabilrosten wurden mit Rücksicht auf beste Belichtung und Lüftung der Halle gewählt. Der Betrieb der Röstöfen bringt starke Rauch- und Staubentwicklung mit sich, für deren möglichst wenig behinderten Abzug Vorsorge getroffen werden mußte. Zur weiteren Vervollkommnung der Durchlüftung der Halle erhielten alle Fensterstreifen in den Wänden große Lüftungsflügel in Abständen von 3,25 m. Außerdem wurden oben in den Längs- und Giebelwänden unmittelbar unter den Traufen durchgehende Öffnungen vorgesehen, und zwar von 500 und 900 mm Höhe. Gegen Regeneinfall sind sie durch verzinkte Jalousiebleche gesichert. Bild 1 u. 2 lassen die Anordnung hierfür erkennen.

Zur Aufnahme des horizontalen Winddruckes auf die Längswände sind horizontale Fachwerkwindträger eingebaut, und zwar einmal im Dach zwischen den Stützen B und D, ferner in der Ebene der Bühne + 8,15 zwischen den Stützen A und B und in der Ebene der Bühne + 8,95 zwischen den Stützen D und E. Die Stabführung der Windträger in diesen Bühnen ist im Grundriß von Bild 3 zu erkennen. Zu den Gurtungen dieser Bühnenwindträger wurden die Bühnenunterzüge in den Reihen A und B sowie D und E ausgenutzt. Durch die Anordnung dieser Windträger wurde es möglich, die Außenstützen, welche den Winddruck auf die Wände aufnehmen und auf die Windträger übertragen sollen, sehr leicht und einfach zu gestalten. Diese Außenstützen wurden außerdem an den Füßen durch kräftige Verankerungen eingespannt, sie

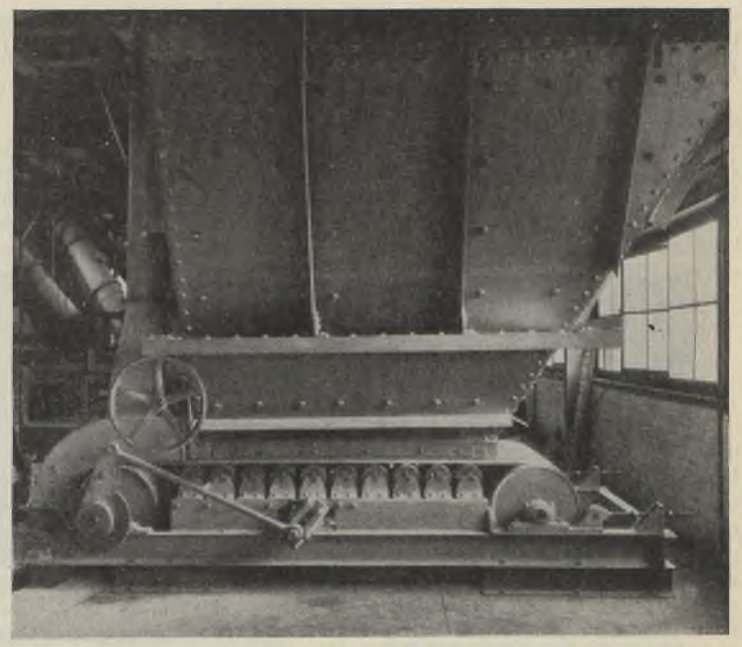


Bild 4. Unterer Teil der Beschickungsbunker.

konnten durchgehend aus I 36 hergestellt werden. Die Auflagerreaktionen der Windträger werden durch senkrechte Verbände, die in der Giebelwand 1 und der Querwand 18 eingebaut wurden, weiter in die Fundamente abgeleitet. Die Stützen in den Reihen B und D sind als Pendelstützen ausgebildet. Sie tragen nur die senkrechten Lasten von den Bühnen mit den Apparaten sowie vom Dach.

Auf + 14,75 ist zwischen den Stützen $A—B$ noch eine Riffelblechbühne eingebaut. Diese Bühne muß ein Transportband tragen und wurde für 400 kg/m² Nutzlast berechnet. In den Feldern 2—4, 6—8, 10—12 und 14—16 ist an den Unterzügen dieser Bühne je ein Beschickungs-

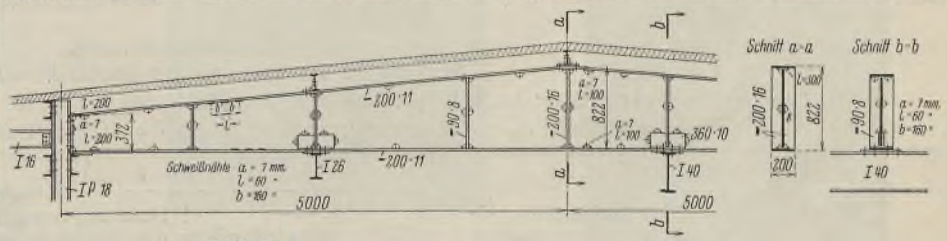


Bild 5. Geschweißte Dachbinder der Röstofenhalle.

bunker für die Öfen angehängt für ein Fassungsvermögen von 32 t. Die Bunker wurden aus 8 mm starken Blechen hergestellt, mit Winkelversteifungen, deren Bodenneigung 60° beträgt. Auch diese Bunker erhielten auswechselbare Schleißbleche. Die konstruktive Ausbildung zeigt Bild 4.

Die kleinen Binder $A—B$ und $D—E$ mit nur 3,15 m Spannweite konnten aus I 16 hergestellt werden. Für die Binder $B—D$ mit einer Spannweite von 10 m wurden geschweißte Blechträger in I-Form gewählt. Bild 5 zeigt die Konstruktion. Die Gurtplatten 200 · 11 gehen ungestoßen über die ganze Binderlänge durch und sind mit den Stegblechen durch unterbrochene Schweißnähte verbunden. Die Stegbleche, 8 mm dick, sind in der Längenmitte gestoßen. Die Stoßverbindung erfolgte mit durchgestecktem senkrechtem Querblech 200 · 16 und durchgehender Schweißung. Hiermit war es möglich, die beiden trapezförmigen Stegbleche für einen Binder aus einem rechteckigen Blech von 5 m Länge und 1,15 m Breite ohne Materialverlust zu gewinnen. Die Aussteifung der Stegbleche erfolgte durch senkrechte Querbleche 90 · 8, die jeweils unter den Pfetten und einmal dazwischen mit unterbrochener Schweißnaht eingebaut wurden. Am Untergurt der Binder mußten zwei Träger für Laufkatzenbahnen eingehängt werden, einer für 6 t und einer für 2 t Nutzlast. Zur Vermeidung unzulässiger Belastung der Flanschnähte wurden an den Aufhängestellen besondere, aus 10 mm starken Blechstreifen gebogene Winkellaschen eingeschweißt. Die Lasten aus den Katzbahnträgern wurden damit unmittelbar auf die Stegbleche übertragen. Ein

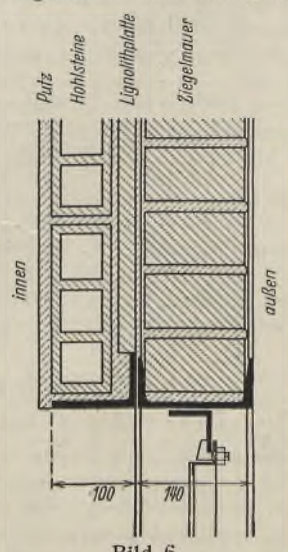


Bild 6.
Einzelheit zur isolierten Wand des Anbaues.

solcher Binder wog 0,82 t und erforderte 31 m Schweißnähte von 7 und teilweise 8 mm Dicke. Damit ergeben sich 38 m Schweißnähte auf 1 t Konstruktion.

Das Gesamtgewicht der Röstofenhalle ist etwa 426 t. Es entspricht dies einem Gewicht von 28 kg/m³ umbauten Raumes.

Im Anbau sind die Büros der Betriebsverwaltung sowie Arbeiter-Aufenthalts- und Baderäume untergebracht. Er ist ein zweigeschossiger Bau von 7,1 m Höhe mit 26 m Länge und 7,6 m Tiefe. Er erstreckt sich nach Bild 3 über den Grundriß *E—H* von 26—20. Die Geschoßdecke liegt mit ihrer Oberkante auf + 4,15 und erhielt Trägerlage mit Hohlsteinausfüllung und Estrich. Da die Innenräume fast alle für einen längeren Aufenthalt von Personen bestimmt sind, mußten die Wände gegen Temperaturschwankungen entsprechend isoliert sein. Hierzu wurde an der Innenseite der $^1/_2$ Stein dicken Umfassungswände eine 7 cm-Mauerschale aus Hochkanthohlsteinen vorgesetzt und zwischen beiden Mauerschalen 3 cm dicke Lignolithplatten eingebracht. Einzelheiten über die Ausführungsart der Wände und ihre Abfangung über den Fenstern zeigt Bild 6. Die Isolierung des Daches erfolgte durch eine Rabitzdecke, die horizontal unter den Bindern angeordnet ist und von besonderen Pfetten aus I 12 getragen wird.

Das Gesamtgewicht des Stahlgerippes des Anbaues war 26 t.

(Schluß folgt.)

Über Dauerzugversuche mit Flachstäben und Nietverbindungen aus Leichtmetall.

Alle Rechte vorbehalten.

Von **Otto Graf.**

Für Sonderaufgaben des Brückenbaues und für andere Aufgaben der Bauingenieure liegt seit längerer Zeit die Frage vor, inwieweit dabei Leichtmetalle als Werkstoff zu verwenden sind[1]). Deshalb hat der Verfasser im Frühjahr 1933 die Vereinigten Leichtmetall-Werke in Bonn gebeten, Leichtmetall zur Verfügung zu stellen, das zu Nietverbindungen geeignet sei, die oftmals wiederholten Zugbeanspruchungen unterworfen werden. Darauf hat die genannte Firma „Bondur 17/65 V" geliefert, unter Verweis auf VLW-Merkblatt Nr. 15 vom Dezember 1932. Dort ist u. a. gesagt: „Unter den vergütbaren Aluminium-Legierungen nehmen solche mit einem Gehalt an Kupfer und Magnesium bezüglich der Gesamthöhe ihrer mechanischen und chemischen Eigenschaften den ersten Platz ein. Derartige Legierungen werden von uns unter dem Namen Bondur in verschiedenen bewährten Abarten hergestellt, die sich — bei etwa gleicher, guter Korrosionsbeständigkeit — untereinander im wesentlichen durch ihre Verformbarkeit und ihre Festigkeitswerte unterscheiden". Ferner ist angegeben, daß polierte Rundstäbe aus vergütetem Bondur, als umlaufende Stäbe auf Biegung belastet, bei einer Lastwechselzahl von 10 Millionen 12 bis 14 kg/mm² (Schwingungsfestigkeit) tragen.

[1]) Vgl. u. a. Ztrlbl. d. Bauv. 1934, S. 496; Eng. News-Rec. 1933, Bd. 110, S. 192.

Bei unseren Versuchen wurden gewalzte und vergütete Flachstäbe benutzt, Querschnittabmessungen 112 × 10 mm und 112 × 8 mm. Die Herstellung der Nietverbindungen und der Flachstäbe mit Bohrung erfolgte bei den Vereinigten Aluminiumwerken im Lautawerk. Die anderen Probekörper wurden in der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart fertiggemacht.

Über die Abmessungen der Probekörper und über die Art der Herstellung geben die Bilder 1 bis 6 und die Zusammenstellung Auskunft[2]).

a) Versuche mit Flachstäben nach Bild 1 u. 2 ohne Bohrung.

Die Ergebnisse finden sich in der untenstehenden Zusammenstellung. Beim Zerreißversuch fand sich die Zugfestigkeit zu 41,7 kg/mm².

Beim Dauerzugversuch wurden 2 Mill. Lastwechsel zwischen 0,5 und 12 kg/mm² ertragen[3]) (Schwingungsweite 11,5 kg/mm²).

Bild 7 zeigt einen Stab, der dem Dauerversuch unterworfen war, Bild 8 die Bruchfläche desselben Stabes. Der Bruch begann bei a, Bild 7 u. 8. Dort liegt die Bruchfläche senkrecht zur Stabachse, sonst

[2]) Die Durchführung der Versuche besorgte Herr Ingenieur Munzinger.

[3]) Vgl. a. Graf, Die Dauerfestigkeit der Werkstoffe und der Konstruktionselemente, S. 97 ff.

Zusammenstellung.

Ergebnisse der Versuche mit Bondur-Metall 17/65 V.

Normenprüfung der Bleche: lange Proportionalstäbe nach DIN 1605 I, f_0 = rd. 250 mm²; 0,2 %-Grenze $\sigma_{0,2}$ = 30,5 kg/mm²; Zugfestigkeit σ_B = 42,6 kg/mm²; Bruchdehnung δ = 19 %; Querschnittverminderung ψ = 26 %.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
	Zerreißversuche (Gewöhnliche Zugversuche)				Dauerzugversuche; n = rd. 350 Lastwechsel/min; Zuganstrengung des Blechs an der unteren Belastungsgrenze σ_u = rd. 0,5 kg/mm²								
		Rechnungsmäßige Anstrengungen unter der Höchstlast				Rechnungsmäßige Anstrengungen an der oberen Belastungsgrenze							
	Bezeichnung	Zuganstrengung des Blechs im Querschnitt $a-a$ σ_{max} kg/mm²	Lochleibungsdruck $\sigma_{l\,max}$ kg/mm²	Scheranstrengung der Niete τ_{max} kg/mm²	Bezeichnung	Zuganstrengung des Blechs im Querschnitt $a-a$ σ_o kg/mm²	Lochleibungsdruck σ_{lo} kg/mm²	Scheranstrengung der Niete τ_o kg/mm²	Schwingungsweite $\sigma_o - \sigma_u$ kg/mm²	Verhältnis $\sigma_o : \sigma_l : \tau$	Zahl der Lastwechsel bis zum Bruch	Angaben über den Bruch	Dauerzugfestigkeit bei σ_u = 0,5 kg/mm² und 2 Mill. Lastwechseln kg/mm²
Vollstäbe nach Bild 1 u. 2	Bo 1. 5	41,7			(Bo 4. 2,1)[1])	(30,0)			(29,3)		(69 100)	Bruchbeginn an Breitflächen (nicht bearbeitet)	
					(Bo 4. 2,2)[2])	(24,0)			(23,5)		(159 200)		
					Bo 2. 2[3])	19,0			18,5		234 600		
					Bo 1. 1	15,0			14,5		787 100	Bruchbeginn an der Kante	
					Bo 3. 1	13,0			12,5		1 106 200	Bruchbeginn an Breitflächen	
					Bo 4. 2	12,0			11,5		2 586 000	Nicht gebrochen	12
Flachstäbe mit Bohrung Bild 3 u. 4[5])	Bo 1. 6[6])	40,0			Bo 2. 1[4])	20,0			19,5		52 900	Bruchbeginn am Lochrand	
					Bo 3. 5	12,0			11,5		335 800		
					Bo 4. 1	9,0			8,5		1 101 300		
					Bo 3. 2	8,0			7,5		978 800		
					Bo 1. 2	7,0			6,5		2 709 300	Nicht gebrochen	7
Nietverbindungen nach Bild 5 u. 6[5])	Bo 1–2. 3	38,6	61,6	23,8	Bo 3 — 4. 3	11,8	18,9	7,2	11,3	1 : 1,60 : 0,61	1 244 600	Blech Bo 4. 3 gebrochen	
	Bo 1–2. 4	40,0	63,8	24,6	Bo 3 — 4. 4	10,0	16,0	6,1	9,5	1 : 1,60 : 0,61	1 725 000	Blech Bo 3. 4 gebrochen	
		39,3	62,7	24,2									
		Niete abgeschert			Bo 3,6 — 4,5	9,0	14,4	5,5	8,5	1 : 1,60 : 0,61	2 042 800	Nicht gebrochen	9

[1]) Prismatischer Stab, 30 mm breit. — [2]) Profilierter Stab, 50 mm breit. — [3]) Profilierter Stab, 85 mm breit. — [4]) Loch gebohrt, 17 mm ∅; Stabbreite 100 mm. — [5]) Angaben über die Herstellung: Löcher gebohrt und aufgerieben; Niete kalt geschlagen, vor dem Schlagen abgeschreckt von 500° C; Niethammer Type St Nr. I, Fabrikat Deprag-Amberg, Gewicht 16 kg; Kreuzstegdöpper; Überdruck der Preßluft zum Nieten 7,5 at; Nietzeit 10 bis 12 sek. — [6]) Stabbreite 100 mm.

geneigt zur Stabachse sowohl gegen die breiten (bis 45°) als gegen die schmalen Flächen des Stabes (bis 20°).

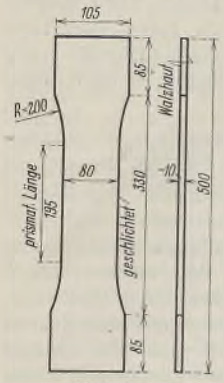


Bild 1 u. 2.

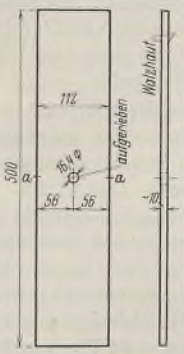


Bild 3 u. 4.

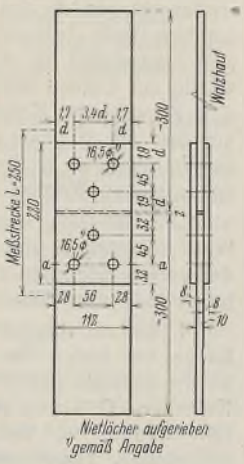


Bild 5 u. 6.

b) Versuche mit Stäben nach Bild 3 u. 4 mit Bohrung.

Über die Ergebnisse gibt die Zusammenstellung Auskunft. Am wichtigsten ist die Feststellung, daß 2 Mill. Lastwechsel zwischen 0,5 und 7 kg/mm² ertragen wurden (Schwingungsweite 6,5 kg/mm²). Beim Vergleich mit den unter a) mitgeteilten Zahlen zeigt sich, daß die Schwingungsweite, welche zweimillionenmal ertragen wird, beim Stab mit Bohrung viel kleiner ausfiel als beim Stab ohne Bohrung. Das Verhältnis beträgt 11,5 : 6,5 = 1 : 0,6 [4]).

In Bild 9 ist ein Stab im Zustand nach der Prüfung dargestellt. In dem Gebiet, von dem der Bruch ausging (am Lochrand), lag die Bruchfläche ungefähr senkrecht zur Stabachse; da, wo der Bruch zum Schluß auslief (Restbruch), liegen die Bruchflächen ähnlich wie zu Bild 7 u. 8 geschildert.

c) Versuche mit Nietverbindungen nach Bild 5 u. 6.

Die Zugfestigkeit der Verbindungen fand sich im Mittel aus zwei Versuchen zu 39,3 kg/mm². Der Bruch erfolgte durch Abscheren der Niete bei $\tau = 24{,}2$ kg/mm². Hiernach erscheint es angezeigt, das Verhältnis $\sigma : \tau$ noch etwas größer zu nehmen als 1 : 0,61. Die beim Zugversuch gemessenen Änderungen der Strecken l (Bild 5) sind in Bild 10 dargestellt.

Bild 12. Bruchfläche der in Bild 11 dargestellten Nietverbindung.

Bild 7. Vollstab „Bo 3. 1“ nach 1 106 200 Lastwechseln zwischen 0,5 und 13 kg/mm².

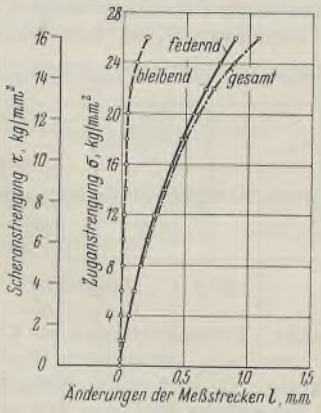


Bild 10.

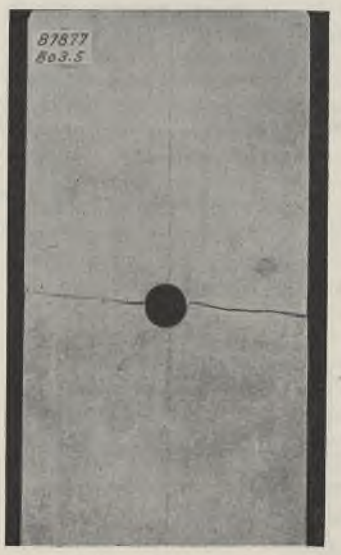


Bild 9. Stab „Bo 3. 5“ nach 335 800 Lastwechseln zwischen 0,5 und 12 kg/mm².

Bild 11. Nietverbindung „Bo 3—4. 3“ nach 1 244 600 Lastwechseln zwischen 0,5 und 11,8 kg/mm². Die Lasche ist abgenommen. Auf den hell erscheinenden Flächen *a* ist das Blech durch oftmaliges Gleiten der Lasche rauh geworden (vgl. a. Bild 12).

Bild 8. Bruchfläche des Stabes „Bo 3. 1“ nach dem Dauerzugversuch (vgl. auch Bild 7).

Die Dauerzugfestigkeit ist bei 2 Mill. Lastwechseln zu 9 kg/mm² (Schwingungsweite 8,5 kg/mm²) ermittelt worden, also größer ausgefallen als die Dauerzugfestigkeit der Stäbe nach Bild 3 u. 4 (Schwingungsweite 6,5 kg/mm²). Dieses Ergebnis kam zustande, weil auf den Laschen und Blechen der Nietverbindung beim Dauerzugversuch rauhe Stellen entstanden (sogenanntes Anfressen). Dort wurde die Reibung zwischen den Blechen und den Laschen erhöht und damit die Anstrengung der Bleche beim Nietloch vermindert.

In Bild 11 u. 12 sind die rauh gewordenen Stellen bei a zu erkennen.

d) Schlußbemerkung.

Die Dauerzugfestigkeit der Stäbe und Verbindungen aus Bondur ist erheblich kleiner ausgefallen als beim Baustahl St 37 und St 52, nämlich bei den Stäben nach Bild 3 u. 4 zu rund ein Drittel, bei den Nietverbindungen zu rund der Hälfte. Das spezifische Gewicht des Bondur betrug 2,79 kg/cm³, also rund ein Drittel desjenigen vom Stahl.

[4]) Vgl. a. Stahlbau 1931, S. 259, sowie Versuche im Stahlbau, Heft B 5, 1935.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Hanseatenhalle.

Von **Ferdinand Hülsen**, Hamburg.

Wenn ein neues Bauwerk errichtet wird, so sind für die Gestaltung bestimmte, durch den vorgesehenen Verwendungszweck bedingte Richtlinien maßgebend. Die Haupttragwerke erhalten die für die gestellten Anforderungen bestgeeigneten Formen und Abmessungen.

Sind nun in einem für irgendeinen Industriezweig errichteten Bauwerk die Haupttragwerke in Stahlkonstruktion ausgeführt, so läßt sich dasselbe in den meisten Fällen durch Umbau für eine andere Verwendungsmöglichkeit herrichten, da Veränderungen und Verstärkungen an vorhandenen Stahlkonstruktionen, besonders unter Anwendung der Elektroschweißung, ohne Schwierigkeit möglich sind.

Die Hanseatenhalle in Hamburg (Bild 1) entstand durch den Um- und Erweiterungsbau einer dreischiffigen Lagerhalle, die in drei Bauabschnitten in den Jahren 1887, 1895 und 1906 für die Lagerung ausländischer Hölzer errichtet und mit elektrischen Laufkranen ausgerüstet war. Bild 2 u. 3 zeigen Querschnitt und Längsschnitt durch die alten Hallen.

Bild 1. Die Hanseatenhalle in Hamburg.

Die Dacheindeckung besteht in einer Länge von 115 m aus Wellblech, getragen von Stahlpfetten und Stahlbindern. Der Rest des Daches mit einer Länge von 49 m ist als gewölbtes Bimsbetondach auf Stahlbogen mit Zugband ausgeführt. Während die Binder des Wellblechdaches in Abständen von 6 m liegen und unmittelbar auf Stahlstützen gelagert waren,

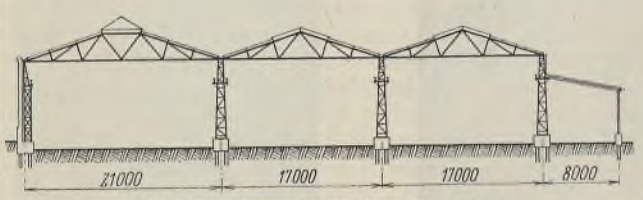


Bild 2. Querschnitt der alten Hallen.

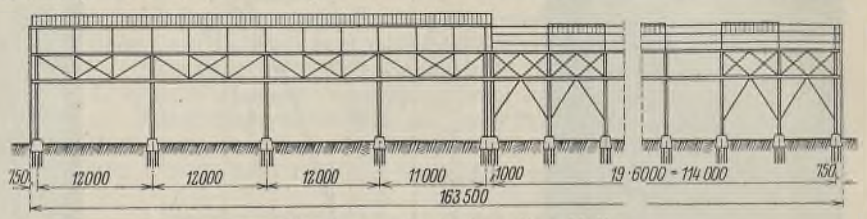


Bild 3. Längsschnitt der alten Hallen.

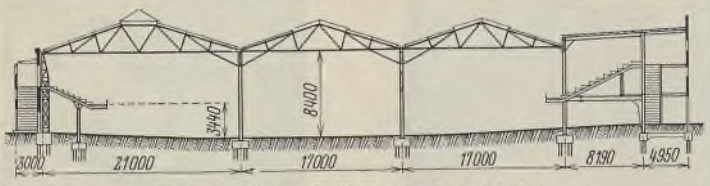


Bild 4. Querschnitt nach dem Umbau.

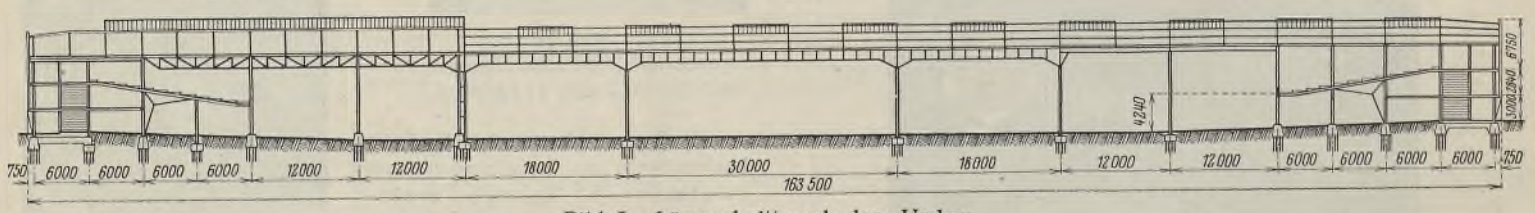


Bild 5. Längsschnitt nach dem Umbau.

sind die Bogenbinder des Bimsbetondaches mit 4 m Abstand voneinander angeordnet und werden durch Fachwerkträger von 12 m Länge abgestützt.

Die Abmessungen der Halle und die Lage in der Nähe zweier Reichsbahnhöfe, der Hochbahn, der Straßenbahn und eines Dampferlandungssteges an der Elbe, sowie das vor und neben der Halle vorhandene freie Gelände, für Aufmärsche und Parkplätze geeignet, waren ausschlaggebend für die Verwendung als Sporthalle. Am 19. Januar 1935 wurde der Umbau beschlossen, und die beteiligten Unternehmer mußten sich gegen hohe Konventionalstrafen verpflichten, die Halle zwei Tage vor dem am 10. März stattfindenden Boxkampf „Schmeling-Hamas" fertig zur Verfügung zu stellen. Für die gesamten Umbauarbeiten standen somit knapp sieben Wochen zur Verfügung.

Um die Halle der neuen Bestimmung zuzuführen, mußten wesentliche Änderungen und Erweiterungen vorgenommen werden, die sich in der vorgeschriebenen kurzen Bauzeit eben nur in der bewährten Stahlbauweise durchführen ließen.

1. Um die vorgesehenen Zuschauerplätze zu schaffen, wurden ringsum Ränge mit festen Bänken eingebaut, und zwar an der Nordseite für 8, an der Südseite für 12 und an den Ost- und Westenden für je 22 Reihen. Unter den Ost- und Westrängen wurden Zwischengeschosse mit Restaurationsräumen und unter dem Südrang mit Umkleide- und Baderäumen vorgesehen. Die Anordnung von 16 Treppenläufen von genügender Breite und über 100 Doppeltüren ermöglicht reibungslosen Zugang nach allen Plätzen. Die Fußböden in den Treppenhäusern, Toiletten- und Waschräumen wurden in Beton zwischen Stahlträgern ausgeführt, die übrigen Räume und Ränge erhielten Holzbalkendecken mit Unterkonstruktion aus Stahl, die Rangträger aus Normal- und Breitflanschprofilen mit eingeschweißten Ecken und Knick Unterzüge von 12 bis 20 m Stützweite aus Breitflanschträgern bzw. als Blechträger und Fachwerkträger ausgebildet. Letztere nehmen am Untergurt die Deckenlast der Zwischengeschosse auf. Die vorderen Blechträgerunterzüge bilden gleichzeitig die Brüstung. Sämtliche neuen Stützen sind aus Breitflanschträgern hergestellt. Die Rangstützen sind zum Teil portalartig angeschlossen bzw. mit Halbportalen versehen. Sämtliche Ränge sind durch Verbände, teils in der Rangebene, teils horizontalliegend, gegen Schwankungen ausgesteift. In Bild 4 u. 5 sind Querschnitt und Längsschnitt nach dem Umbau dargestellt.

2. Die in 6 m Entfernung stehenden Fachwerkstützen mußten wegen der Sichtbehinderung entfernt werden. Zur Aufnahme der Binderlast wurden bis zu 30 m gespannte Blechträger mit wenigen schlanken Stützen aus Breitflanschträgern eingebaut, nachdem die hierfür in Betracht

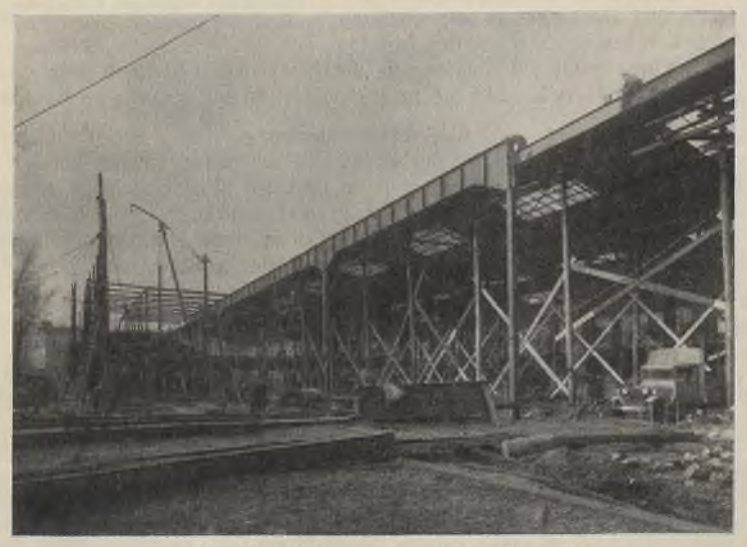


Bild 6. Die Hallen während des Umbaues.

Bild 7. Innenansicht der umgebauten Hallen.

kommenden Fundamente entsprechend verstärkt worden waren. Während der Auswechslung wurden die Binder durch Holzpfosten abgestützt.

Bild 6 gibt den Stand der Arbeiten am 14. Februar wieder. Im Vordergrund die neuen Binderträger mit Stützen, im Hintergrund die Montage der Konstruktion für den Südrang.

3. Im Bereiche der Betondächer mußten die vorhandenen 2,8 m hohen Fachwerkträger in solche von 1,4 m Höhe umgebaut werden. Da die Träger früher durch das Dach und durch die angehängten Kranbahnträger belastet wurden, war der Obergurt stark genug, die Spannungen aus Dachlast allein bei halber Systemhöhe aufzunehmen. Zunächst wurde ein neuer Untergurt in Trägermitte und die für die neue Trägerform erforderlichen Füllstäbe eingebaut und nach erfolgter Nietung die untere Trägerhälfte abgeschnitten. Bei diesen Arbeiten war keine Abstützung erforderlich, und die zum Teil auf den Obergurten ruhende Bimsbetondachhaut erlitt keine Erschütterungen.

4. Auch das Äußere der Halle erhielt ein neues Gepräge, indem neue Außenwände in Stahlfachwerk mit horizontalen Lichtbändern errichtet wurden. Bild 1 zeigt die fertige Halle. Die Türen sind in den zurückliegenden Wandteilen angeordnet. Von der einstigen Lagerhalle wurden lediglich ein Teil der nördlichen massiven Seitenwand mit den daran stehenden Dachstützen, die gesamte Dachkonstruktion mit Eindeckung und einige Stützen in den Endfeldern beibehalten, deren Unterteile durch aufgeschweißte Platten für die Ranglasten verstärkt wurden. Die neue Unterkonstruktion ist derart ausgebildet, daß die Aufbringung eines neuen Daches mit geeigneter Beleuchtung zu jeder Zeit möglich ist.

Bild 7 zeigt das Innere der Halle am 7. März 1935. Der Fußboden erhielt von der Mitte nach allen Seiten eine geringe Steigung. Die Halle bietet 23000 Personen Sitzgelegenheit, hiervon entfallen auf die Ränge 8000. Die Bänke im Erdgeschoß können entfernt werden, und man rechnet dann mit einem Fassungsvermögen von 40000 Personen, so daß eine vielseitige Verwendungsmöglichkeit besteht.

In der Halle kann eine Radrennbahn mit 250 m Rundenlänge hergerichtet werden.

Für die Herstellung und Montage der Stahlkonstruktion standen rd. 4 Wochen zur Verfügung. Eingebaut wurden 875 t, an deren Lieferung fünf Hamburger Firmen, unter Führung von H. C. E. Eggers & Co. G.m.b.H., beteiligt waren.

Alle Rechte vorbehalten.

Aufstockung eines Lagergebäudes.

Von Dipl.-Ing. **Ch. Neukam**, Berlin-Lichtenberg.

Vor etwa zehn Jahren hat die Firma Kaisers Kaffeegeschäft in Spandau ein Lagergebäude errichtet, das als dreigeschossiger Eisenbetonskelettbau mit trägerlosen Eisenbetondecken, sogenannten Pilzdecken, erstellt wurde.

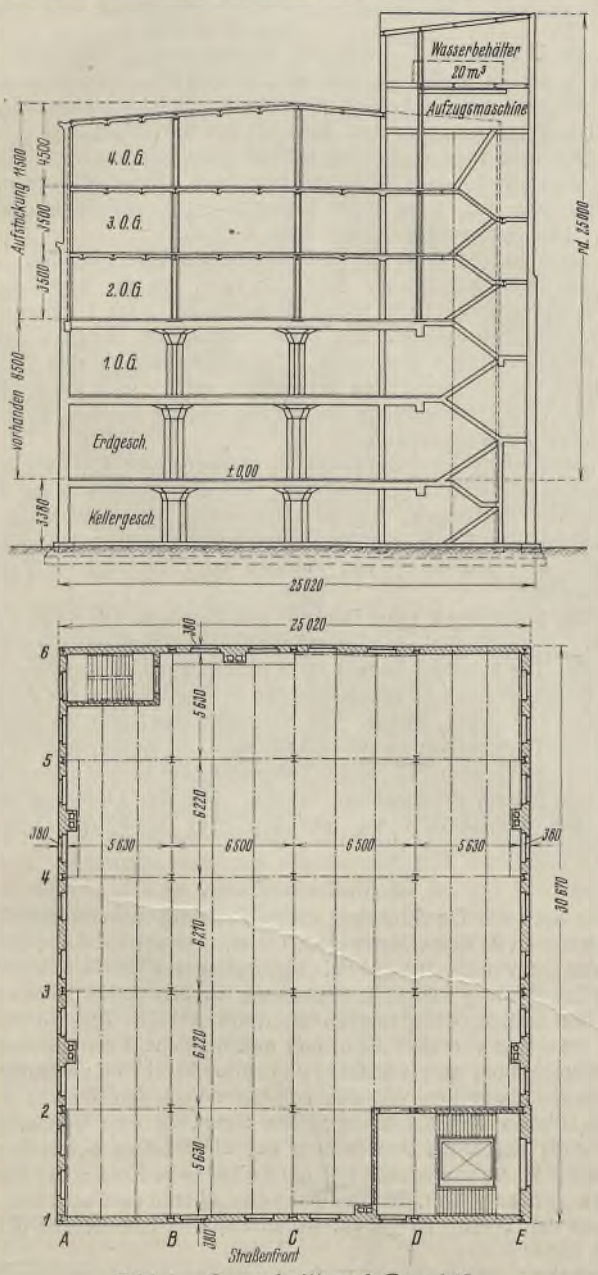


Bild 1. Querschnitt und Grundriß.

Es hat eine Grundrißfläche von $30{,}67 \cdot 25{,}02 = 770$ m². Die Entfernung der Mittelstützen in der Längsrichtung beträgt 6,22 m, in der Querrichtung 6,50 m. Die Endfelder haben in beiden Richtungen entsprechend dem Momentenverlauf in den Decken etwas geringere Abmessungen (Bild 1).

Für die damaligen Zwecke war das Gebäude als ausreichend erachtet; deshalb waren die Eisenbetonstützen im allgemeinen so bemessen, wie es die beim Bau aus der Höhe des Gebäudes sich ergebenden Belastungen erforderten, ohne auf eine später etwa notwendig werdende Erweiterung Rücksicht zu nehmen. Ein erhöhter Raumbedarf ergab sich jedoch schon nach verhältnismäßig kurzer Zeit, so daß die Geschäftsleitung vor die Entscheidung gestellt wurde, entweder ein weiteres Lagergebäude neu zu errichten oder in dem vorhandenen den notwendigen Raum durch Aufsetzen von zwei weiteren Stockwerken zu gewinnen.

An Hand der Pläne konnte festgestellt werden, daß die vorhandenen Fundamente zwar eine Erhöhung der Belastung in gewissen Grenzen noch zuließen, ohne den Baugrund über das zulässige Maß zu beanspruchen, daß jedoch eine Verstärkung der Fundamente infolge der hohen Kosten nicht in Betracht kommen konnte. Man entschloß sich aber trotzdem für die Aufsetzung von zwei Stockwerken. Deshalb war die Bauleitung vor die schwierige Aufgabe gestellt, den Raumbedarf mit möglichst geringen Mitteln unter den vorliegenden Verhältnissen zu befriedigen. Da für die Decken vom Bauherrn eine Nutzlast von 1500 kg/m² vorgeschrieben war, mußte, um die zulässige Baugrundbeanspruchung nicht zu überschreiten, das Konstruktionsgewicht so niedrig wie möglich gehalten werden. Die angestellten Untersuchungen haben ergeben, daß nur mit einem Stahlskelett unter Anwendung einer zweckmäßigen Ausfachung und Ummantelung der Stützen sowie einer zweckentsprechenden Deckenkonstruktion den Forderungen der Baupolizeibehörde und des Bauherrn zugleich entsprochen werden konnte.

Verstärkung der Eisenbetonstützen.

Bevor das Stahlskelett der neuen Geschosse aufgesetzt werden konnte, waren noch umfangreiche Vorbereitungen notwendig. Zunächst waren die Eisenbetonstützen des zweiten Obergeschosses samt der darauf ruhenden Dachkonstruktion, die ebenfalls aus Eisenbeton bestand, abzubrechen, da es sich nicht lohnte, diese schwachen Stützen zu verstärken und überdies auch die Auflagerung der neuen Trägerdecke des zweiten Obergeschosses schwierig gewesen wäre. Daran anschließend mußte eine Verstärkung sämtlicher Mittelstützen im ersten Obergeschoß, im Erdgeschoß und im Keller vorgenommen werden, da diese, wie bereits oben erwähnt, von vornherein nicht so stark bemessen waren, um auch noch die neuen Lasten aufzunehmen.

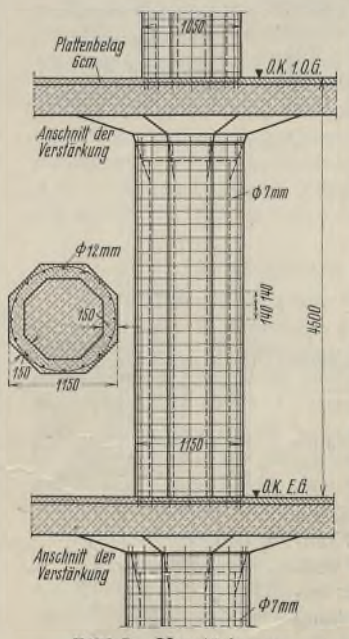


Bild 2. Verstärkung der Eisenbetonstützen.

Die Verstärkung wurde in der in Bild 2 dargestellten Weise vorgenommen. Um die vorhandenen Stützen, die achteckigen Querschnitt aufwiesen, ist in allen Geschossen ein Eisenbetonmantel von 15 cm Dicke gelegt, der mit 16 Rundeisen ⌀ 12 mm längsbewehrt und mit kreisförmigen Bügeln ⌀ 7 mm im Abstand von 14 cm querbewehrt ist. Um den Mantel in dem vorgeschriebenen Maße an der Lastübertragung teilnehmen zu lassen, ist für ihn am voutenförmigen Übergang des Stützenschaftes zur Decke durch Ausstemmen eine waagerechte Auflagerfläche geschaffen. Die

Längseisen sind an ihren oberen und unteren Enden 5 bis 6 cm tief in den alten Beton eingelassen und sorgfältig einzementiert.

Die Wirksamkeit einer Verstärkung der Eisenbetonstützen hängt in erster Linie von ihrer zweckentsprechenden Durchführung ab. Deshalb wurde die Oberfläche der vorhandenen Stützen, um eine innige Verbindung mit dem neuen Eisenbetonmantel herzustellen, mittels Sandstrahl von Farbe und Verschmutzung gründlich gereinigt und aufgerauht. Mittels des Torkretverfahrens wurde sodann, nachdem die Bewehrung angebracht war, der hochwertige Beton bis zu einer durchschnittlichen Dicke von 15 cm in mehreren Lagen angespritzt. Durch dieses Verfahren ist ein gutes Zusammenwirken des alten und des neuen Betons erreicht, um so mehr als das Schwindmaß des Torkretbetons sehr gering ist.

Die Verstärkung der Stützen mußte während des Betriebes vorgenommen werden. Die Torkret-Zementkanone wurde deshalb auf dem Hofe aufgestellt und der Beton durch die Materialschläuche hindurch bis an die Spritzstelle geblasen. Hierzu war ein Luftdruck von 3 atü erforderlich. Mit der Zementkanone konnte in einer Tagesschicht eine feste Masse von 4 m³ hergestellt werden bei einem Luftbedarf der Kanone von 4,5 m³ in der Minute.

Die Verstärkung der zwölf Innenstützen erforderte etwa 60 m³ Eisenbeton, die die Fundamente mit 144 t zusätzlich belasten. Die Fläche des verstärkten Querschnitts der Stützen ist im ersten Obergeschoß etwa 97 %, im Keller etwa 69 % größer als die des ursprünglichen Querschnitts. Von der Gesamtnutzfläche eines Stockwerkes beanspruchen die verstärkten Eisenbetonstützen im Keller 2,3 % und im ersten Obergeschoß 1,5 %, während vergleichsweise die Querschnittfläche der gleichen Anzahl Stahlstützen mit Ummantelung etwa 0,5 bis 0,6 % beträgt.

Man erkennt schon an diesem verhältnismäßig einfachen Beispiel, daß die Verstärkung von Eisenbetonkonstruktionen eine schwierige und verantwortungsvolle Aufgabe ist, die größte Sorgfalt in der Durchführung erfordert und die demgemäß auch beträchtliche Kosten verursacht. Aber abgesehen davon ist noch auf einige andere Gesichtspunkte hinzuweisen, die besonders in unserem Falle nicht ganz außer acht gelassen werden dürfen, nämlich die erheblichen Abmessungen und das hohe Gewicht der verstärkten Stützen sowie die trotz aller modernen Hilfsmittel auftretende Behinderung des Betriebes während der Verstärkungsarbeiten.

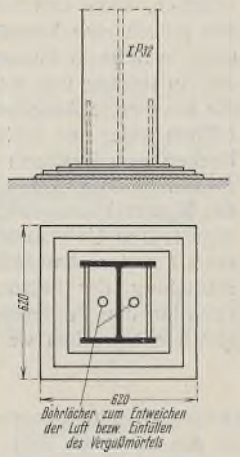


Bild 3.
Fuß der Mittelstützen.

Das Stahlskelett

beginnt in Höhe der Decke des ersten Obergeschosses und umfaßt zwei Vollgeschosse und das Dachgeschoß. In einer Gebäudeecke überragt ein turmartiger Aufbau das übrige Gebäude um zwei weitere Geschosse, in denen die Aufzugsmaschinen und ein Wasserbehälter von 20 m³ Fassungsvermögen untergebracht sind.

Die Stützen des Stahlskeletts, die durchweg aus I P-Profilen hergestellt wurden, bilden die Verlängerung der Eisenbetonstützen und sind auf diesen mittels besonderer Fußkonstruktionen gelagert. Bei den Mittelstützen stand für die Fußausbildung, die nicht sichtbar unterhalb des Fußbodens untergebracht werden mußte, eine Höhe von nur 60 mm zur Verfügung. Da die Anwendung der üblichen Fußkonstruktion unter den gegebenen Verhältnissen nicht möglich war, wurde die Aufgabe in der Weise gelöst, daß die Stützenkräfte mittels einer etwa 50 mm dicken Flußstahlplatte, die aus drei aufeinander geschweißten Blechen bestand (Bild 3), auf die Betonunterlage übertragen wurde. Die Kraftübertragung zwischen Stützenschaft und Fußplatte konnte demgemäß nur unmittelbar erfolgen. Bei einer zulässigen Beanspruchung des Betons von 50 kg/cm² ergab sich bei der höchstbelasteten Stütze eine Fußplattengröße von 62 × 62 cm, die auch für alle übrigen Stützen beibehalten wurde. Bei den äußeren Wandstützen war eine Beschränkung in der Höhe nicht geboten, da der Stützenfuß ganz in die Wand zu stehen kam. Die Überleitung

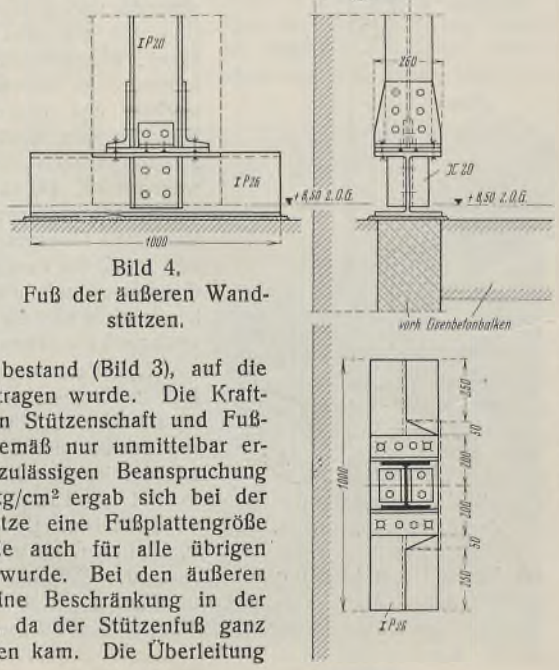


Bild 4.
Fuß der äußeren Wandstützen.

der Kräfte aus den Stahlstützen in die Eisenbetonstützen konnte deshalb durch einen Träger erfolgen, der gehörig ausgesteift wurde (Bild 4). Da eine Verstärkung der Eisenbetonwandstützen schwierig gewesen wäre und beträchtliche Kosten verursacht hätte, mußte zur Aufnahme der höheren Belastung auch das die Ausfachung bildende 38 cm starke Mauerwerk mit herangezogen werden. Als Endauflager für die Pilzdecke ist ein rings um das Gebäude laufender Eisenbetonrandbalken vorhanden, der zusammen mit den Stützen das Eisenbetonskelett bildet. Da der Randbalken aber im ersten Obergeschoß nur zum Teil auf dem Mauerwerk aufruht, wurde er durch eine mit dem übrigen Mauerwerk in Verband gebrachte $^1/_2$ Stein starke Vorlage aus Hartbrandsteinen in Zementmörtel untermauert und unterkeilt, noch bevor die neuen Lasten aufgebracht wurden. Durch diese Maßnahme wurde erreicht, daß das Mauerwerk auch einen Teil der Stützenlasten infolge der elastischen Zusammendrückung der Eisenbetonstützen nach dem Aufbringen der neuen Belastung wirklich übernahm.

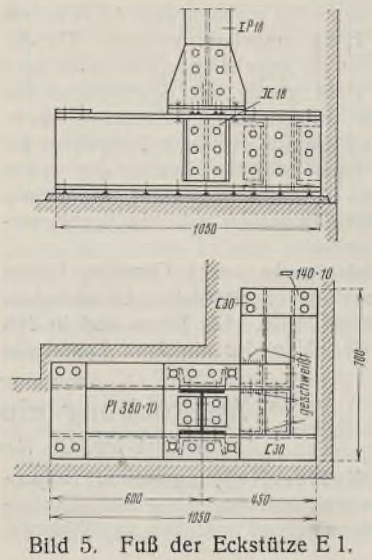


Bild 5. Fuß der Eckstütze E 1.

Bei der Eckstütze E 1 wurde ein winkelförmiger Trägerrost (Bild 5) angeordnet, der es gestattete, die darunterliegende Eisenbetonstütze zusammen mit dem anschließenden Mauerwerk möglichst gleichmäßig zu belasten. Die Pressung unter dem Rost beträgt nur 10 kg/cm².

Die Geschoßdecken sind entsprechend einer Nutzlast von 1500 kg/m² für eine Gesamtlast von 2000 kg/m² berechnet. Sie sind konstruiert als Steineisendecken mit 14 cm hohen Eltonsteinen, 3 cm Aufbeton und 3 cm Duromit. Ihre Spannweite beträgt etwa 2,20 m.

Das Dach ist ebenfalls von einer Steineisendecke gebildet. Als Gesamtlast einschließlich Schnee sind 330 kg/m² in die Berechnung eingeführt, entsprechend 11 cm hohen Eltonsteinen, 3 cm Torfoleum, 3 cm Estrich und Doppelpapplage. Die Umfassungswände bestehen aus 25 cm starkem Ziegel-Verblendmauerwerk. Zur Wärmehaltung sind 2 cm dicke goudronierte Torfisothermplatten verwendet, auf die eine Putzschicht aufgebracht ist. Die Ummantelung der Stützen erfolgte durch $^1/_4$ Stein starkes gewöhnliches Ziegelmauerwerk.

Zur Aussteifung des Gebäudes in waagerechter Richtung sind die Massivdecken als Windträger aufgefaßt, die die Windkräfte auf die Umfassungswände übertragen. Da verhältnismäßig große Wandflächen für die Aufnahme der Kräfte zur Verfügung stehen, waren besondere Vorkehrungen, wie Anordnung von Rahmen oder senkrechten Verbänden, nicht notwendig.

Für das Stahlskelett samt Decken- und Fensterüberlagsträgern waren 186 t Stahl erforderlich; auf den m³ umbauten Raum entfallen demnach etwa 23 kg. Die Montage konnte in 24 Arbeitstagen durchgeführt werden.

Die Projektierung und Bauleitung lag in den Händen der Architekten Tropp und Schubert, Berlin. Die Verstärkungsarbeiten an den Stützen sind von der Torkretbaugesellschaft m. b. H., Berlin, im Auftrage der Raebelwerke G. m. b. H., Berlin-Tempelhof, die auch die Massivdecken herzustellen hatten, durchgeführt worden. Mit der Lieferung und Aufstellung des Stahlskeletts war die Berliner Stahlbau G. m. b. H., Berlin-Lichtenberg, beauftragt.

Schlußbemerkung.

Wenn auch die Durchführung dieses Bauvorhabens für den Stahlbauingenieur nicht viel Bemerkenswertes bietet, so zeigt sie doch, daß gerade bei der Anlage von Lager- und Fabrikgebäuden auf die Möglichkeit einer späteren Erweiterung Rücksicht genommen werden sollte, sofern sich die weitere Entwicklung einigermaßen überblicken läßt. Aus vorstehendem Beispiel erkennen wir aber auch, daß nachträgliche Verstärkungsarbeiten an Eisenbetonbauten sehr schwierig und zeitraubend sind und hohe Kosten verursachen. Abgesehen von den sonstigen Vorteilen, die die Stahlbauweise in solchen und ähnlichen Fällen bietet, ist eine Verstärkung, besonders auch durch die Anwendung der elektrischen Schweißung, verhältnismäßig leicht und schnell und ohne allzu hohe Kosten durchzuführen, so daß es sich empfiehlt, der Stahlbauweise überall dort vor allen anderen Bauweisen den Vorzug zu geben, wo eine spätere Erweiterung in Betracht kommen kann.

INHALT: Stahlbauwerke der Zinkerzröstanlage für die Zinkelektrolyse G. m. b. H. in Magdeburg-Rothensee. — Über Dauerzugversuche mit Flachstäben und Nietverbindungen aus Leichtmetall. — Die Hanseatenhalle. — Aufstockung eines Lagergebäudes.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 9.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Schriftleitung:
Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernsprecher: C 1 Steinplatz 0011
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernsprecher: Breslau 421 61

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

8. Jahrgang | BERLIN, 30. August 1935 | Heft 18

Näherungsverfahren zur Berechnung der Tragfähigkeit außermittig gedrückter Stäbe aus Baustahl.*)

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. Dr. **Josef Fritsche**, Prag, Deutsche Techn. Hochschule.

Die Tragfähigkeit außermittig gedrückter Stäbe aus Baustahl ist vor kurzem in dieser Zeitschrift in grundlegender und erschöpfender Weise von Prof. Chwalla [1] dargestellt worden; aus diesen außerordentlich verwickelten und zeitraubenden Untersuchungen hat er ein Verfahren entwickelt, das mit Hilfe der von ihm tabellenmäßig bestimmten β-Zahlen ermöglicht, die vorliegende Frage genau so einfach zu erledigen wie die Ermittlung der theoretischen Knicklast bei reinem Druck. Das Verfahren von Chwalla ist naturgemäß nur so lange streng richtig, als der Baustoff das der Rechnung zugrunde gelegte Formänderungsgesetz wirklich erfüllt und auch die übrigen Annahmen der Untersuchung zutreffen. Von diesen ist in der Hauptsache jene strittig, die die Spannungsverteilung im Querschnitte aus der Arbeitslinie der einachsigen Beanspruchung entwickelt, indem bei angenommener Formänderung des Stabelementes jeder Stelle des Querschnitts diejenige Spannung zugeordnet wird, die der gleichen Stauchung bzw. Dehnung entspricht. Diese Annahme soll in der Folge als Annahme über die Spannungsverteilung bezeichnet werden.

Was das Formänderungsgesetz anbetrifft, so ist dies selbst bei Stählen gleicher Güte und gleicher Zusammensetzung ein recht veränderliches, und es ist unvermeidbar, bei der Rechnung nur ein in gewisser Hinsicht normiertes Verhalten zu berücksichtigen. Die verschiedene Höhenlage der Fließgrenze σ_F und die starken Schwankungen unterworfene Fließlänge muß sich auf die Tragfähigkeit auswirken, und ihr Einfluß auf die Größe der β-Zahlen ist nicht ohne weiteres zu erkennen. Von noch größerem Einflusse ist bei angenommenem, normiertem Formänderungsgesetz die 2. Annahme über die auftretende Spannungsverteilung im Querschnitte. Verschiedene experimentelle Untersuchungen der letzten Zeit [2] haben einwandfrei gezeigt, daß bei inhomogenen Formänderungszuständen die an einer Stelle entstehende Spannung nicht lediglich durch das Maß der Verformung dieser Stelle ausgedrückt werden kann, sondern daß auch der Grad der Verformung der Umgebung dieselben mehr oder weniger stark beeinflußt, und zwar um so mehr, je stärker die Ungleichartigkeit der Verformung ist. Ein plastischer Abbau der Spannungsspitzen scheint nicht stetig vor sich zu gehen, im Sinne einer allmählichen Ausbreitung des Fließgebietes, sondern eher so, daß die elastisch gebliebenen Querschnittsteile das Fließen so lange hemmen, bis in einem verhältnismäßig großen Bereiche die Spannungen über die Fließgrenze hinaus gehoben sind; und erst dann setzt das Fließen in diesem Bereiche gleichzeitig und mehr oder weniger plötzlich ein und löst den Spannungsabfall aus. Jedenfalls muß aus den vorliegenden Versuchen der Schluß gezogen werden, daß es grundsätzlich möglich ist, daß sich der Baustahl bei inhomogenen Spannungszuständen in den Spannungsspitzen viel länger rein elastisch verhält, als es auf Grund der Arbeitslinie zu erwarten wäre. Es ist leicht einzusehen, daß ein Rechnungsvorgang, der diese Erscheinungen erfassen will, ebenfalls ohne mehr oder weniger begründete Annahmen nicht durchgeführt werden kann. Aus diesen Betrachtungen läßt sich nun folgern, daß auch die mit großer Mühseligkeit geführten Untersuchungen Chwallas doch wieder nur als Näherungsrechnungen bezeichnet werden können, und daß sie daher die Berechtigung nahelegen, mit den grundlegenden Annahmen noch ein wenig weiter zu gehen, wenn sich damit eine wesentliche Vereinfachung der Aufgabe erzielen läßt. Über den Wert einer solchen Theorie entscheidet dann naturgemäß nur der Versuch.

Eine solche naheliegende Vereinfachung ist die Annahme, die Baustähle als ideal-plastische Stoffe anzusehen, die sich beim einachsigen Spannungszustand bis zur Fließgrenze σ_F rein elastisch verformen und bei denen nach einmal eingetretenem Fließen keinerlei Verfestigung mehr auftritt. Die stetig gekrümmte Arbeitslinie zwischen der Proportionalitätsgrenze σ_P und der Fließgrenze σ_F ist derjenige Formänderungsbereich, bei dem sich noch große Teile des Querschnitts rein elastisch verhalten, und es wird erwartet werden müssen, daß sich gerade hier starke Hemmungen gegen die kleinen plastischen Verformungen geltend machen werden. Was die Verfestigung anbetrifft, so zeigen die Untersuchungen Chwallas völlig einwandfrei, daß die kritischen Belastungen, bei denen die Möglichkeit zu einem stabilen Gleichgewicht zwischen inneren und äußeren Kräften nicht mehr besteht, für die praktisch wichtigen Schlankheitsverhältnisse bei Verformungen auftreten, die auch bei dem kurzen Fließbereich von etwa 5 ‰, den Chwalla berücksichtigt, unterhalb des Verfestigungsbeginns liegen. Das ist ein Ergebnis, das sich auch aus meinen Untersuchungen über elastisch-plastische Balkenbiegung erwarten ließ [3]. Wenn man daher die übliche Annahme, daß die Biegungsspannungen durch das einachsige Formänderungsgesetz allein in der geschilderten Art bestimmt sind, gelten läßt, kann gegen die weitere Annahme, das tatsächliche Formänderungsverhalten des Baustahles durch ein ideal-plastisches zu ersetzen, kein begründeter Einwand erhoben werden.

Jede Untersuchung, die den Einfluß plastischer Verformungen auf die Tragfähigkeit von Bauwerksteilen zum Ziele hat, wird grundlegend beeinflußt von der Plastizitätsbedingung, die der Rechnung zugrunde gelegt wird, und gelangt je nach dem physikalischen Inhalte derselben zu einem ganz verschiedenen Aufbau der Rechnung. In der vorliegenden Arbeit sollen zwei mögliche Plastizitätsbedingungen, wie sie sich aus Versuchen ableiten lassen, berücksichtigt werden, die eine, die den bisherigen Arbeiten auf dem Gebiete der Plastizitätstheorie fast stets zugrunde gelegt worden ist und die den Eintritt des Fließens lediglich mit dem örtlichen Spannungszustande verknüpft; und schließlich eine zweite, bei der für den Eintritt des Fließens die Spannungsverteilung im ganzen Querschnitte zu berücksichtigen ist. Für die erste ist kennzeichnend das mit wachsender Belastung sich stetig ausbreitende Fließgebiet, die zweite liefert ein plötzliches Fließen in der ganzen Höhe des Querschnittes.

A. Allmählich wachsende Plastizierung.

Bei den Annahmen der technischen Balkenbiegung handelt es sich, wenn man noch außerdem die Schubspannungen außer acht läßt, um ein ungleichartiges, aber einachsiges Spannungsfeld, und die Plastizitätsbedingung in der Form der Hypothese von der konstanten Gestaltsänderungsarbeit nimmt in diesem Falle die einfache Form $\max \sigma = \sigma_F$ an. Diese Bedingung regelt in eindeutiger Zuordnung das Ausbreiten des Fließgebietes mit der Steigerung der Belastung. Die Hypothese steht bei gleichartigen oder homogenen Spannungsfeldern in guter Übereinstimmung mit der Erfahrung, es erscheint jedoch sehr fraglich, ob man sie in dieser Form für inhomogene Spannungsfelder benutzen darf.

Für den ideal-plastischen Körper läßt sich, wenn man ihre Anwendung als zulässig voraussetzt, bei gegebener Grundspannung σ_0 der zu jeder zusätzlichen Querschnittsdrehung gehörige Wert des Biegungsmomentes M_i der inneren Spannungen berechnen; dabei sollen die gegenseitigen Verdrehungen zweier Querschnitte im Abstande 1 durch die Summe der Randfaserverformungen Δ zum Ausdrucke gebracht werden. Es sind drei Möglichkeiten zu unterscheiden:

*) Während der Drucklegung dieser Arbeit erschien in der gleichen Zeitschrift ein Aufsatz von Ježek, der die vorliegende Frage unter den gleichen Voraussetzungen behandelt, wie sie hier unter A. benutzt worden sind, und der bereits, wenn auch auf anderem Wege, zu den Ergebnissen dieses Teiles kommt.

[1] Chwalla, Theorie des außermittig gedrückten Stabes aus Baustahl. Stahlbau 1934, Heft 21, 22, 23.

[2] Kuntze, Neuzeitliche Festigkeitsfragen. Stahlbau 1935, Heft 2.

[3] Fritsche, Die Tragfähigkeit von Balken aus Stahl mit Berücksichtigung des plastischen Verformungsvermögens. Bauing. 1930.

a) rein elastische Verformung für $0 < \Delta < (\Delta_F - \Delta_0)$

b) einseitig plastische Verformung für $(\Delta_F - \Delta_0) < \Delta < \dfrac{\Delta_F^2}{\Delta_F - \Delta_0}$

c) doppelseitige plastische Verformung für $\dfrac{\Delta_F^2}{\Delta_F - \Delta_0} < \Delta < \infty$.

Darin bedeutet $\Delta_0 = 2\,\varepsilon_0 = \dfrac{2\,\sigma_0}{E}$, $\Delta_F = 2\,\varepsilon_F = \dfrac{2\,\sigma_F}{E}$.

Man erhält nun durch eine leichte Rechnung für den Rechteckquerschnitt mit den Abmessungen b und h

$$(1)\quad \begin{cases} \text{für den Bereich a)} & M_i = EJ \cdot \dfrac{\Delta}{h} = \dfrac{b\,h^2}{12} \cdot E\,\Delta \\ \text{b)} & M_i = \dfrac{b\,h^2}{2}\,(\sigma_F - \sigma_0)\left[1 - \dfrac{2}{3}\sqrt{\dfrac{\Delta_F - \Delta_0}{\Delta}}\right] \\ \text{c)} & M_i = \dfrac{b\,h^2}{4} \cdot \sigma_F \left[1 - \left(\dfrac{\sigma_0}{\sigma_F}\right)^2 - \dfrac{1}{3}\left(\dfrac{\Delta_F}{\Delta}\right)^2\right]. \end{cases}$$

Die Ableitung dieser Formeln ist leicht möglich, nähere Einzelheiten können übrigens auch einer Arbeit von Ježek [4] entnommen werden. Für $\Delta = \infty$ strebt die Spannungsverteilung einem Grenzwerte zu, der durch einen Spannungssprung vom Betrage $2\,\sigma_F$ an der Stelle $a = \dfrac{h}{2} \cdot \dfrac{\sigma_0}{\sigma_F}$ gekennzeichnet ist; der zugehörige Grenzwert $M_i(\infty) = M_T$, der bei gegebener Größe von P nicht mehr übersteigbar ist, beträgt

$$M_T = \frac{b\,h^2}{4} \cdot \frac{1}{\sigma_F}\left(\sigma_F^2 - \sigma_0^2\right).$$

Für eine weitere Steigerung der Verformung wirkt dann die Stelle, an der M_T erreicht worden ist, wie ein Gelenk, und man spricht in diesem Zusammenhange von einem Plastizitätsgelenk. In Bild 1 ist für verschiedene Werte von σ_0 der Wert $\dfrac{M_i}{b\,h^2}$ als Funktion von Δ dargestellt. Man erkennt aus dem Verlaufe dieser Linien, daß sie dem Grenzwerte M_T sehr rasch zustreben und ihn bereits bei $\Delta = 15\ ‰$ bis auf wenige % erreicht haben. Die Grenze rein elastischer Verformung und die Grenze einseitigen Fließens ist strichpunktiert eingetragen.

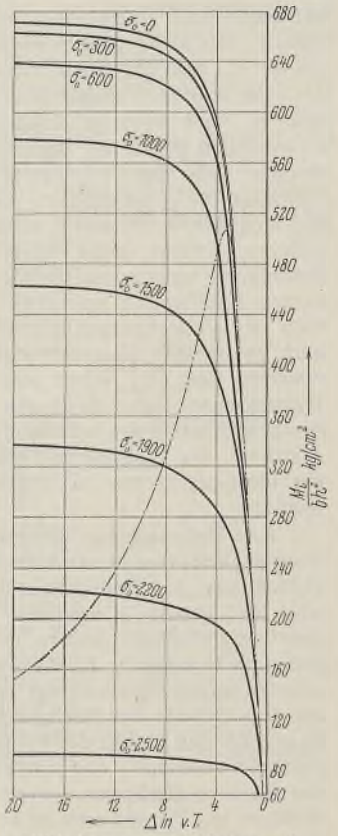


Bild 1. $\sigma_F = 2700$ kg/cm².

Die Werte $M_i(\Delta)$ bestimmen nun die Krümmung der elastischen Linie des außermittig gedrückten Stabes, denn es ist, wenn man die Zusammendrückung des Stabes durch die Längsspannung σ_0 vernachlässigt,

$$(2)\quad \frac{1}{\varrho} = -\frac{\Delta}{h} = -\frac{d^2y}{dx^2},$$

wobei y den Abstand der gebogenen Stabachse von der Wirkungslinie der Kraft P bedeutet. Damit bekommt man leicht die Differentialgleichung für die seitliche Ausbiegung y:

a) im elastischen Bereiche

$$(3\,a)\qquad y_1'' = -\varkappa_1^2\, y_1 \qquad \text{mit} \quad \varkappa_1^2 = \frac{P}{EJ};$$

b) im Bereiche einseitig plastischer Verformung

$$(3\,b)\quad \begin{cases} y_2'' = -\dfrac{\varkappa_2}{(\alpha_2 - y_2)^2} & \text{mit} \quad \varkappa_2 = \dfrac{2}{9} \cdot \sigma_0 \left(\dfrac{\sigma_F}{\sigma_0} - 1\right)^3 \dfrac{h}{E} \\ & \alpha_2 = \dfrac{h}{2}\left(\dfrac{\sigma_F}{\sigma_0} - 1\right); \end{cases}$$

c) im Bereiche doppelseitigen Fließens

$$(3\,c)\quad \begin{cases} y_3'' = -\dfrac{\varkappa_3}{\sqrt{(\alpha_3 - y_3)}} & \text{mit} \quad \varkappa_3 = \dfrac{\sigma_F}{E}\sqrt{\dfrac{\sigma_F}{3\,h\,\sigma_0}} \\ & \alpha_3 = \dfrac{h}{4} \cdot \dfrac{\sigma_F}{\sigma_0}\left(1 - \dfrac{\sigma_0^2}{\sigma_F^2}\right). \end{cases}$$

Die Lösung dieser Differentialgleichungen ist noch mit einem erträglichen Aufwand von Rechnung möglich; die wirklichen Schwierigkeiten beginnen erst bei der Berechnung der vier bzw. im allgemeinsten Falle sechs Integrationskonstanten, da sich die elastische Linie stetig aus den Ästen y_1 und y_2 bzw. aus den drei Ästen y_1, y_2 und y_3 zusammensetzt.

Trotz dieser großen Schwierigkeiten ist diese Aufgabe von Ježek [4] unter Aufwendung großer Mühe und großen Geschickes gelöst worden. Damit sind die Funktionen $y = f(\sigma_0\, x)$, die die elastische Linie für jeden Wert der Belastung P darstellen, als ermittelt anzusehen. Bezeichnet man den Wert y in der Stabmitte mit y_m, so läßt sich daraus auch die Abhängigkeit $\sigma_0(y_m)$ gewinnen, deren Größtwert mit dem Erreichen des kritischen Zustandes, bei dem die Tragfähigkeit des Stabes erschöpft wird, identisch ist. Die kritische Belastung σ_{krit} ist daher rechnungsmäßig an die Bedingung

$$(4)\qquad \frac{dP}{dy_m} = \frac{d\sigma_0}{dy_m} = 0$$

geknüpft. Das Moment der äußeren Kräfte für die Stabmitte ist

$$M_a = P\,y_m,$$

und es muß daher bei einer Steigerung der Belastung um dP

$$(5)\qquad dM_a = P\,dy_m + y_m\,dP = dM_i$$

sein, wenn das Gleichgewicht erhalten bleiben soll; folglich muß auch

$$(5\,a)\qquad \frac{dM_i}{dy_m} - P = \frac{dP}{dy_m}$$

sein. Für den Fall, daß P den Wert P_{krit} erreicht hat, ist nach (4) $\dfrac{dP}{dy_m} = 0$, und es muß demnach dann ebenfalls

$$(6)\qquad \frac{dM_i}{dy_m} - P = 0$$

sein. Dieser Ausdruck ist daher ebenso wie (4) ein analytisches Kennzeichen für den eingetretenen Grenzzustand, bei dem die Stabmitte erschöpft ist und bei einer Steigerung der Belastung nichts mehr zur Erhaltung des Gleichgewichts beitragen kann, also wie ein Plastizitätsgelenk wirkt, das ohne weiteren Arbeitsaufwand zu wachsenden Formänderungen befähigt ist. Es ist ohne weiteres klar, daß bei den gegebenen Stützungsverhältnissen des Stabes das Auftreten eines Plastizitätsgelenkes die Möglichkeit zu stabilen Gleichgewichtsformen abschließt.

Als Kennzeichen für ein Plastizitätsgelenk gilt bei der gewöhnlichen Balkenbiegung die Bedingung

$$(7)\qquad dM_i = 0.$$

Diese Bedingung ist aber nur dann ausreichend, wenn man die Größe der Verformungen im Verhältnis zu den Abmessungen des Bauwerks vernachlässigen kann, wenn es genügt, die Gleichgewichtsbedingungen zwischen inneren und äußeren Kräften am nicht verformten System aufzustellen. Liegt jedoch wie im Falle des außermittig gedrückten Stabes ein stark nachgiebiges System vor, müssen die Gleichgewichtsbedingungen an dem verformten Tragwerk entwickelt werden. Nach (5) ist es bei einem nachgiebigen System daher möglich, daß $dM_i > 0$ ist und trotzdem diese Stelle keine Laststeigerung mehr ertragen kann, weil unter Umständen der gesamte Zuwachs dM_i nur noch dazu ausreicht, den Wert $P\,dy_m$ aufzunehmen, nicht mehr aber einen Zuwachs $y_m\,dP$. Dieser Fall liegt vor, wenn die Linie $\sigma_0(y_m)$ einen Größtwert mit waagerechter Tangente erreicht; die Stabmitte ist dann nicht mehr imstande, eine Vergrößerung der äußeren Kräfte zu ertragen, trotzdem M_i noch wachsen könnte. Daher entspricht die Bedingung (6) bei einem nachgiebigen System ebenso dem Auftreten eines Plastizitätsgelenkes wie $dM_i = 0$ bei einem in üblicher Weise steifen Tragwerke.

Rechnungsmäßig ist durch das Kriterium (6) zunächst nicht viel gewonnen, weil es ebenso wie (4) die Kenntnis der Funktion $y = f(x, P)$ voraussetzt. Man kann es vorerst erweitern, indem man Gl. (6) umschreibt und durch $d\Delta_m$ dividiert, wobei Δ_m die Summe der Randfaserdehnungen in der Stabmitte vorstellt, und erhält

$$(8)\qquad \frac{dM_i}{d\Delta_m} - P \cdot \frac{dy_m}{d\Delta_m} = 0.$$

Wenn man nun beachtet, daß die Belastung P_{krit} bei verhältnismäßig kleinen Formänderungen erreicht wird, liegt die Vermutung nahe, daß die unbekannte Funktion $y = f(x, P)$ noch mit guter Näherung durch die Form der Stabkrümmung bei rein elastischen Verformungen ersetzt werden kann. Damit kann man setzen

$$(8\,a)\quad y = (p + \bar{y}_m)\left(\cos\frac{\varkappa\, l}{2} \cdot \cos\varkappa x + \sin\frac{\varkappa\, l}{2} \cdot \sin\varkappa x\right);\quad 0 < x < \frac{l}{2},$$

und wenn die Außermittigkeit des Lastangriffs nicht sehr groß ist, wird es erlaubt sein, mit der Näherung noch weiter zu gehen und

$$(8\,b)\quad y = p + \bar{y}_m \cdot \sin\varkappa x$$

anzunehmen, wobei $\varkappa^2 = \dfrac{P}{EJ}$ und $y_m = \bar{y}_m + p$. Eine Bestätigung für diese Vermutung findet sich in einer Arbeit von Roš [5], wo gezeigt

[4] Ježek, Die Tragfähigkeit des exzentrisch beanspruchten und des querbelasteten Druckstabes aus einem ideal-plastischen Stahl. Sitzungsberichte der Akademie der Wissenschaften in Wien, 143. Bd, 7. Heft, 1934.

[5] Roš, Schlußbericht des 1. Kongresses der internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau in Paris 1932, Seite 107.

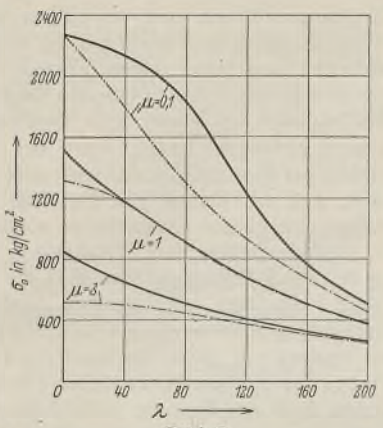


Bild 2.

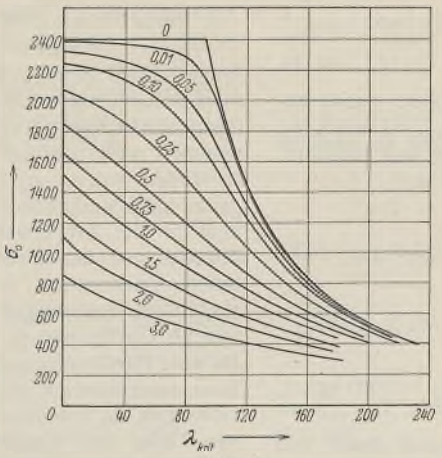


Bild 3.

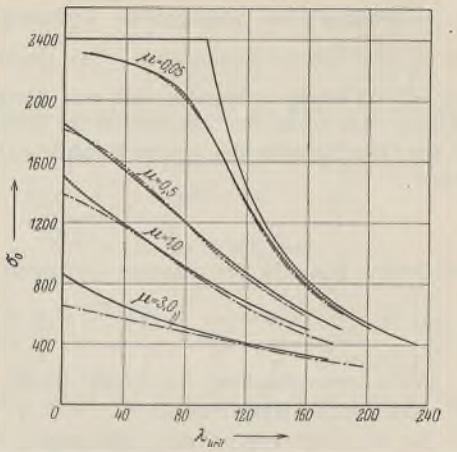


Bild 4.

wird, daß die Achse des elastisch-plastisch verbogenen Stabes nur ganz wenig von einer Sinuslinie abweicht. Die Verwendbarkeit des elastischen Ansatzes (8a) oder (8b) hängt allerdings noch davon ab, ob sich damit ein Wert $\varkappa$ angeben läßt, für den $\frac{d\varkappa}{dy_m}=0$ ist. Bei der Lösung (8a) ist dies nicht der Fall; es ist ja bekannt, daß unter Voraussetzung rein elastischer, endlicher Verformungen bei außermittigem Drucke keine Instabilität der Gleichgewichtslage entstehen kann. Es bleibt nur der Ansatz (8b) für den beabsichtigten Zweck brauchbar, für den bei $\varkappa=\frac{\pi}{l}$ tatsächlich $\frac{d\varkappa}{dy_m}=0$ wird. Es entspricht dies der stabilen Gleichgewichtsform nach dem Knicken eines mittig gedrückten Stabes, bei dem für $P=P_k$ die seitliche Ausbiegung unbestimmt wird und sich die Funktion $y_m=f(P)$ in einem unendlich schmalen Gebiete ganz genau so wie ein Maximum verhält. Damit bekommt man

$$y=p+\bar{y}_m\cdot\sin\frac{\pi x}{l}$$

und $y''=-\frac{\pi^2}{l^2}\cdot\bar{y}_m\cdot\sin\frac{\pi x}{l}$, $y''_m=-\frac{J_m}{h}=-\frac{\pi^2}{l^2}\cdot\bar{y}_m$.

Daraus ergibt sich nun

$$(9)\qquad y_m=p+\frac{J_m}{h}\cdot\frac{l^2}{\pi^2}\quad\text{und}\quad\frac{dy_m}{dJ_m}=\frac{1}{h}\cdot\frac{l^2}{\pi^2}.$$

Bei einseitigem Fließen, das mit Rücksicht auf die kleinen Ausbiegungen beim Erreichen der kritischen Last hauptsächlich in Frage kommt, ist

$$(10)\qquad M_{im}=\frac{bh^2}{2}(\sigma_F-\sigma_0)\left[1-\frac{2}{3}\sqrt{\frac{J_F-J_0}{J_m}}\right],$$

$$\frac{dM_{im}}{dJ_m}=\frac{bh^2}{12}\cdot E\sqrt{\left(\frac{J_F-J_0}{J_m}\right)^3}.$$

Damit lautet das Kriterium für das Entstehen eines Plastizitätsgelenkes in der Stabmitte

$$\frac{bh^2}{12}\cdot E\sqrt{\left(\frac{J_F-J_0}{J_m}\right)^3}=P\cdot\frac{1}{h}\cdot\frac{l^2}{\pi^2};$$

daraus erhält man den Wert $J_{m,\,krit}$, bei dem die Stabilität des Stabes erschöpft ist, mit

$$(11)\quad\begin{cases}J_{m,\,krit}=(J_F-J_0)\sqrt[3]{\left(\frac{\pi^2EJ}{Pl}\right)^2},\\ \text{mit (9)}\quad \bar{y}_{m,\,krit}=\frac{1}{h}(J_F-J_0)\sqrt[3]{\left(\frac{lEJ}{\pi P}\right)^2}\quad\text{und}\\ \text{mit (10)}\quad M_{t,\,krit}=\frac{bh^2}{2}(\sigma_F-\sigma_0)\left[1-\frac{2}{3}\sqrt[3]{\frac{Pl^2}{\pi^2EJ}}\right].\end{cases}$$

Nun muß aus Gleichgewichtsgründen $M_{i,\,krit}=Py_{m,\,krit}$ sein, und man erhält daraus

$$1-\sqrt[3]{\frac{Pl^2}{\pi^2EJ}}=\frac{Php}{6J(\sigma_F-\sigma_0)}.$$

Führt man in diese Gleichung $\sigma_0=\frac{P}{bh}$ ein und bezeichnet mit λ_{krit} dasjenige Schlankheitsverhältnis, das einen gegebenen Wert σ_0 zu einem kritischen macht, so erhält man daraus

$$(12)\qquad \lambda_{krit}=\pi\sqrt{\frac{E}{\sigma_0}\left[\frac{\sigma_F-\sigma_0\left(1+\frac{2p}{h}\right)}{\sigma_F-\sigma_0}\right]^3}.$$

Bezeichnet man das Schlankheitsverhältnis, das eine zentrisch wirkende Druckkraft P zu einer Eulerschen Knicklast macht, mit λ_0, so ist

$$\lambda_0=\pi\sqrt{\frac{E}{\sigma_0}},$$

und man erhält damit

$$(13)\qquad \lambda_{krit}=\lambda_0\sqrt{\left[\frac{\sigma_F-\sigma_0\left(1+\frac{2p}{h}\right)}{\sigma_F-\sigma_0}\right]^3}=\lambda_0\,\psi.$$

Für $p=0$ wird $\lambda_{krit}=\lambda_0$; für $p>0$ wird ψ ein echter Bruch. ψ muß natürlich reell sein; das ist nur dann der Fall, wenn $\sigma_F-\sigma_0\left(1+\frac{2p}{h}\right)\geqq 0$. Bei gegebenem p kann daher σ_{krit} den Wert

$$\bar{\sigma}_0=\frac{\sigma_F}{1+\frac{2p}{h}}$$

nicht überschreiten.

Auf Grund der Gültigkeitsgrenzen der Gl. (1) tritt ein einseitiges Fließen beim ideal-plastischen Körper nur so lange auf, solange

$$J\leqq J_2=\frac{J_F^2}{J_F-J_0}.$$

Nimmt man an, daß sich bis zum Erreichen dieser Grenze näherungsweise y in der Form (8b) darstellen läßt, so kann damit dem Grenzwerte J_2 ein Wert y_{m2} zugeordnet werden, der ebenfalls diesen Grenzzustand bestimmt; man bekommt aus (9)

$$y_{m2}=p+\frac{l^2}{h\pi^2}\cdot\frac{2\sigma_F^2}{E(\sigma_F-\sigma_0)}.$$

Aus der Gleichgewichtsbedingung $M_i(J_2)=M_a(J_2)$ berechnet sich nun zu jedem Werte P ein Grenzwert des Schlankheitsverhältnisses λ_2, der dem Übergange aus einseitigem zu doppelseitigem Fließen zugeordnet ist. Man bekommt

$$(14)\qquad \lambda_2^2=\pi^2E\left(\frac{1}{\sigma_0}-\frac{1}{\sigma_F}\right)\left[1+\frac{\sigma_0}{\sigma_F}\left(1-\frac{6p}{h}\right)-2\left(\frac{\sigma_0}{\sigma_F}\right)^2\right].$$

Wenn λ_2 reell sein soll, dann muß $1+\frac{\sigma_0}{\sigma_F}\left(1-\frac{6p}{h}\right)-2\left(\frac{\sigma_0}{\sigma_F}\right)^2\geqq 0$ sein, und der Wert von σ_0, der sich bei gegebener Außermittigkeit p dem Werte $\lambda_2=0$ zuordnet, berechnet sich mit

$$\bar{\sigma}_0=\frac{\sigma_F}{4}\left[\left(1-\frac{6p}{h}\right)\pm\sqrt{\left(1-\frac{6p}{h}\right)^2+8}\right].$$

Aus der gegenseitigen Lage von $\lambda_2(\sigma_0)$ und $\lambda_{krit}(\sigma_0)$ läßt sich der Gültigkeitsbereich der Gl. (12) erkennen bzw. die Richtigkeit der dort benutzten Annahme feststellen. Aus dem Verlaufe der Linien $\sigma_0(y_m)$, wie sie Chwalla und Ježek angegeben haben, folgt zunächst, daß $\lambda_2>\lambda_{krit}$ keinen technischen Sinn hat, und weiter läßt sich erschließen, daß obige Voraussetzungen nur dann zutreffen können, wenn außer $\lambda_{krit}>\lambda_2$ der Wert λ_{krit} rechts vom Schnittpunkte der beiden Linien $\lambda_{krit}(\sigma_0)$ und $\lambda_2(\sigma_0)$ liegt. In Bild 2 sind für die Werte $\mu=\frac{p}{l}=0{,}1$, 1 und 3 diese beiden Linien aufgetragen. Für $\mu=1$ deckt sich im Gebiete der praktisch wichtigen Schlankheiten die Linie $\lambda_{krit}(\sigma_0)$ mit der Linie $\lambda_2(\sigma_0)$, und man kann daraus den Schluß ziehen, daß man bis zu diesem Werte der Außermittigkeit des Lastangriffes mit der Verwendbarkeit der Gl. (12) rechnen kann. Da mit doppelseitigem Fließen naturgemäß größere Verformungen der Stabachse verbunden sind und daher die Voraussetzungen der Näherungsrechnung immer weniger gültig werden, ist zu empfehlen,

die Anwendung der vorliegenden Rechnung auf Werte von $\mu < 1$ bzw. $\frac{p}{h} < 0{,}30\,h$ zu beschränken. Der Grenzwert von $\lambda_{krit}(\sigma_0)$, bis zu dem Gl. (12) streng richtig ist, läßt sich übrigens auch ganz genau bestimmen. Man erhält den Schnittpunkt der beiden Linien $\lambda_{krit}(\sigma_0)$ und $\lambda_2(\sigma_0)$ aus der Gleichsetzung der beiden Ausdrücke (12) und (14) und bekommt daraus

$$\frac{2p}{h} = 1 - \frac{\sigma_0}{\sigma_F},$$

und damit ergibt sich der gesuchte Grenzwert $\lambda_{krit,\,2}$ mit

$$\lambda^2_{krit,\,2} = \frac{\pi^2 E}{\sigma_0}\left(1 - \frac{\sigma_0}{\sigma_F}\right)^3. \tag{15}$$

Bild 3 veranschaulicht den Inhalt der Gl. (12) für $\sigma_F = 2400$ kg/cm^2 und verschiedene Werte von μ.

Der Genauigkeitsgrad der vorliegenden Rechnung und damit ihre Brauchbarkeit kann nur durch Vergleich mit einer genaueren Theorie geprüft werden, die die vereinfachenden Annahmen nicht macht. In der bereits erwähnten Arbeit von Ježek [4] sind die Linien $\lambda_{krit}(\sigma_0)$ für verschiedene Werte von μ unter Berücksichtigung der genauen Form der Stabkrümmung auf Grund der Differentialgleichungen (3) berechnet worden. In Bild 4 sind die Ergebnisse der Näherungsrechnung den genauen Werten gegenübergestellt, und es zeigt sich eine befriedigende Übereinstimmung, besonders im Bereiche der praktisch wichtigsten Schlankheitsverhältnisse λ zwischen 50 und 100. Bei größeren Werten p ist erwartungsgemäß die Übereinstimmung weniger gut, aber auch hier können mit um so größerer Berechtigung die vorhandenen kleinen Abweichungen zugelassen werden, als die Ermittlung der Größe p aus den gegebenen konstruktiven Verhältnissen in der Regel auch nicht in ganz klarer und scharfer Weise möglich ist und über ein Abschätzen und Einfangen in Grenzen selten hinausgehen wird.

Auf einem ähnlichen Grundgedanken wie das hier erläuterte Näherungsverfahren beruht auch das von Roš [6] und Brunner entwickelte T.K.V.S.B.-Verfahren; nur bestimmt es die kritischen Schlankheiten bei gegebener Grundspannung σ_0 auf einem in der Hauptsache zeichnerischen Wege. In besserer Übereinstimmung mit den tatsächlichen Verhältnissen wird nicht der ideal-plastische Körper, sondern eine normierte Spannungs-Dehnungs-Linie des untersuchten Stahls berücksichtigt, allerdings muß darauf hingewiesen werden, daß die Fließlänge dieser Stähle als eine ungewöhnlich geringe bezeichnet werden muß, wodurch natürlich stärkere Abweichungen gegenüber einem ideal-plastischen Verhalten in Erscheinung treten müssen, als sie durch das tatsächliche Verhalten des Baustoffes gerechtfertigt sind.

Die genauesten und gründlichsten Untersuchungen über diese Frage rühren, wie bereits erwähnt, von Chwalla [1] her; Chwalla hat seinen Berechnungen dieselbe Arbeitslinie des Baustahls zugrunde gelegt wie Roš-Brunner und gezeigt, daß die T.K.V.S.B.-Linien seine genauen Ergebnisse gut wiedergeben. Als Maß der Außermittigkeit des Lastangriffes benutzt er das Verhältnis $\nu = \frac{p}{k}$, wobei k die Kernweite des Querschnitts auf der dem Lastangriffe gegenüberliegenden Seite bedeutet. Zum Vergleiche mit diesen strengen Untersuchungen sind in Bild 5 seine Linien mit denen aus Gl. (12) für einige kennzeichnende Werte von ν gegenübergestellt worden, und es zeigt sich im Bereiche der praktisch-wichtigen Schlankheiten ebenfalls eine befriedigende Übereinstimmung. Die größeren Abweichungen bei kleinen Schlankheiten rühren von der Vernachlässigung der Verfestigung her.

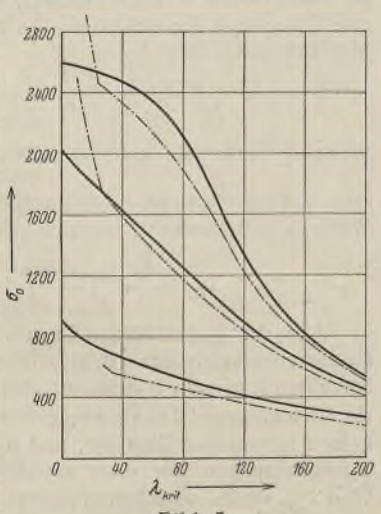


Bild 5.

Die gute Übereinstimmung der Gl. (12) mit den genauen Verfahren von Chwalla und Ježek begründet daher ausreichend die Zulässigkeit des hier entwickelten Näherungsverfahrens; dabei mag noch auf die Möglichkeit hingewiesen werden, auf leichte Art andere Querschnittsformen als den gewöhnlich angenommenen Rechtecksquerschnitt zu erfassen, da es dabei nur mehr auf die Bestimmung der zu jeder Querschnittsform zugehörigen Funktion $M_i(\Delta)$ ankommt.

[6] Roš, Die Bemessung zentrisch und exzentrisch gedrückter Stäbe auf Knickung. Bericht über die II. internationale Tagung für Brückenbau und Hochbau in Wien 1928, Seite 282.

B. Plötzlich eintretende Plastizierung des ganzen Querschnittes.

Neuere Versuche, vor allem die von Thum und Wunderlich [7] haben jedoch gezeigt, daß die physikalischen Voraussetzungen der älteren Plastizitätstheorie nicht völlig zutreffen und eine andere Fassung der Plastizitätsbedingung erfordern, wenn man mit ihnen in Übereinstimmung kommen will. Die „ältere Fließbedingung" bei einachsigen Spannungszuständen $\max \sigma = \sigma_F$ reicht zu einer genaueren Beschreibung der Vorgänge beim Vorhandensein ungleichartiger Spannungsfelder nicht aus und muß in der Art erweitert werden, daß sie einmal das Eintreten des Fließens von der Spannungsverteilung im ganzen Querschnitte abhängig macht, andererseits die bereits vielfach beobachtete Erscheinung der elastischen Spannungsüberhöhung in den Spannungsspitzen über die einachsige Fließgrenze σ_F hinaus erfaßt. Von den verschiedenen Ansätzen für eine Fließbedingung bei ungleichartigen Spannungszuständen ist wegen ihres anschaulichen physikalischen Inhaltes vor allem die von Prager [8], Göttingen, zu erwähnen; er hat auf Grund der bereits erwähnten Versuche von Thum und Wunderlich für den Fall der Biegung ohne Längskraft (technische Balkenbiegung) die Größe der elastischen Spannungsüberhöhung in den Spannungsspitzen so festgelegt, daß sich das Moment der inneren Spannungen M_i beim Fließvorgang, der plötzlich in der ganzen Höhe des Querschnittes einsetzt, nicht ändert. Bezeichnet man die Spannungserhöhung am Rande über σ_F hinaus mit $\Delta\sigma_F$, so bleibt danach bis zu einer Randspannung $\sigma_F + \Delta\sigma_F$ der Spannungs- und Formänderungszustand rein elastisch, und es ist daher für den Rechtecksquerschnitt

$$M_{iE} = \frac{1}{6} \cdot b\,h^2(\sigma_F + \Delta\sigma_F).$$

Nach dem Fließen ist die Spannungsverteilung nicht mehr dreieckig, sondern durch ein Zug- und ein Druckrechteck von der Höhe σ_F dargestellt, so daß im Verlaufe dieses Vorganges in den überspannten Querschnittsteilen eine Spannungsentlastung auf σ_F erfolgt, während sie in den unterbelasteten Querschnittsteilen durch einen plötzlichen, ruckweise erfolgenden Formänderungszuwachs auf σ_F ansteigt. Es ist daher nach dem Fließen

$$M_{iF} = \frac{1}{4} \cdot b\,h^2\,\sigma_F.$$

Mit der Fließbedingung $M_{iE} = M_{iF}$ berechnet sich für den Fall des Rechtecksquerschnittes

$$\Delta\sigma_F = \frac{1}{2} \cdot \sigma_F, \tag{16}$$

was mit den Versuchen, die $\Delta\sigma_F$ mit 40 bis 60% von σ_F ergaben, in befriedigender Weise in Übereinstimmung steht. Für andere Querschnittsformen liefert diese Fließbedingung in ähnlicher Weise

$$\Delta\sigma_F = \sigma_F\left(\frac{S}{W} - 1\right), \tag{16a}$$

wobei S das statische Moment der beiden Querschnittshälften, bezogen auf die Null-Linie, und W das Querschnittswiderstandsmoment bedeutet. Auch diese allgemeinere Bedingung steht mit den Versuchen [7] gut im Einklange.

Bei der Erweiterung dieser Fließbedingungen auf den Fall des außermittigen Druckes ist der von der Biegung herrührende Spannungsanteil der inneren Randspannung im Augenblick vor dem Fließen $\sigma_F + \Delta\sigma_F - \sigma_0$ und daher der Wert des Momentes der inneren Spannungen bei einem Rechtecksquerschnitte

$$M_{iE} = \frac{1}{6} \cdot b\,h^2(\sigma_F + \Delta\sigma_F - \sigma_0). \tag{17}$$

Nach der völligen Plastizierung des ganzen Querschnittes besteht die Spannungsfläche aus einem Biegungszug- und einem Biegungsdruckrechtecke, die gleichen Flächeninhalt haben müssen und durch einen Spannungssprung von der Höhe $2\sigma_F$ im Abstande a von der Nullinie zustande kommen. Aus der Gleichheit der Zug- und der Druckfläche ergibt sich

$$a = \frac{h}{2} \cdot \frac{\sigma_0}{\sigma_F},$$

und aus (1c) erhält man mit $\Delta = \infty$ den zugehörigen Wert des Momentes der inneren Spannungen nach dem Fließen

$$M_{iF} = M_T = \frac{1}{4} \cdot b\,h^2\,\sigma_F\left[1 - \left(\frac{\sigma_0}{\sigma_F}\right)^2\right]. \tag{18}$$

Die Gleichsetzung von M_{iE} und M_{iF} liefert wieder die Plastizitätsbedingung und den Wert der elastischen Spannungsüberhöhung mit

$$\Delta\sigma_F = \sigma_0 + \frac{\sigma_F}{2}\left[1 - 3\left(\frac{\sigma_0}{\sigma_F}\right)^2\right]. \tag{19}$$

Für $\sigma_0 = 0$ erhält man daraus den Wert (16) für den Fall der Biegung ohne Längskraft, für $\sigma_0 = \sigma_F$ verschwindet die Inhomogenität des Spannungs-

[7] Thum und Wunderlich, Forschung auf dem Gebiete des Ingenieurwesens, Bd. 3 (1932), S. 261.

[8] Prager, Göttingen, Forschung auf dem Gebiete des Ingenieurwesens, Bd. 4 (1933), S. 95.

zustandes, und es muß sich daher aus (19) der Wert $\Delta\sigma_F = 0$ ergeben. Gl. (19) schließt die Möglichkeit zu elastischen Spannungs- und Formänderungszuständen ab, und da eine Stelle, für die sie erfüllt ist, für die weitere Verformung wie ein Plastizitätsgelenk wirkt, ist damit im Falle des außermittig gedrückten Stabes die Tragfähigkeit erschöpft.

Bei der Außermittigkeit p des Lastangriffes ist nach (8a)

$$y = y_m\left(\cos\frac{\varkappa l}{2}\cdot\cos\varkappa x + \sin\frac{\varkappa l}{2}\cdot\sin\varkappa x\right)$$

und für die Stabmitte

$$y_m = p\cdot\sec\frac{\varkappa l}{2}.$$

Das Moment der äußeren Kräfte ist dort $P y_m$ und daher die innere Randspannung bei rein elastischer Verformung

$$\max\sigma = \sigma_0 + \frac{P y_m}{W},$$

die den Wert $\sigma_F + \Delta\sigma_F$ nicht überschreiten darf. Aus

$$\sigma_0 + \frac{P y_m}{W} = \sigma_F + \Delta\sigma_F$$

erhält man mit Hilfe von (19)

$$\cos\frac{\varkappa l}{2} = \frac{4\sigma_0 p}{h\sigma_F\left[1-\left(\frac{\sigma_0}{\sigma_F}\right)^2\right]}. \tag{20}$$

Dasselbe Ergebnis bekommt man natürlich auch, wenn man $P y_m = M_{iF}$ setzt. Die Berechnung von σ_0 bzw. von λ aus Gl. (20) gestaltet sich insofern ein wenig schwieriger, als die Gleichung transzendent ist; man kann jedoch diese rechnungsmäßigen Schwierigkeiten mit genügender Genauigkeit umgehen, wenn man $\cos\frac{\varkappa l}{2}$ nach einer Reihe entwickelt und mit dem dritten Gliede abbricht. Dabei ergibt sich

$$\cos\frac{\varkappa l}{2} = 1 - \frac{l^2}{8}\cdot\frac{P}{EJ} + \frac{l^4}{384}\left(\frac{P}{EJ}\right)^2.$$

Nach Einführung des Schlankheitsverhältnisses $\lambda = \frac{l}{i}$ erhält man

$$\cos\frac{\varkappa l}{2} = 1 - \frac{\sigma_0}{8E}\cdot\lambda^2 + \frac{\sigma_0^2}{384E^2}\cdot\lambda^4.$$

Setzt man diesen Wert in Gl. (20) ein, so ergibt sich

$$\lambda^2_{krit} = \frac{24E}{\sigma_0}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2}{3}\left\{1 - \frac{4\sigma_0 p}{h\sigma_F\left[1-\left(\frac{\sigma_0}{\sigma_F}\right)^2\right]}\right\}}\right]. \tag{21}$$

Für $p = 0$ muß man aus dieser Gleichung nahezu die Eulersche Knicklast erhalten; es ist

$$\lambda^2(0) = \frac{24E}{\sigma_0}\left(1 - \frac{1}{\sqrt{3}}\right) = \frac{17{,}568}{1\cdot732}\cdot\frac{E}{\sigma_0} \doteq \frac{E\pi^2}{\sigma_0}.$$

Führt man wieder $\mu = \frac{p}{i} = \frac{2p\sqrt{3}}{h}$ ein, so erhält man

$$\lambda^2_{krit} = \frac{24E}{\sigma_0}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2}{3}\left\{1 - \frac{2\sigma_0\mu}{\sqrt{3}\,\sigma_F\left[1-\left(\frac{\sigma_0}{\sigma_F}\right)^2\right]}\right\}}\right]. \tag{21a}$$

Zu $\lambda_{krit} = 0$ ordnet sich der leicht zu berechnende Wert $\sigma_0(0)$ zu, der sich mit

$$\sigma_0(0) = \frac{\mu\sigma_F}{\sqrt{3}}\left[-1 + \sqrt{1 + \frac{3}{\mu^2}}\right]$$

ergibt.

In Bild 6 ist der Inhalt der Gl. (21a) dargestellt; gleichzeitig sind gestrichelt die Werte $\lambda_{krit}(\sigma_0)$ eingetragen, wie sie Ježek streng auf der Grundlage der Plastizitätsbedingung A ermittelt hat. Sie zeigt daher auch den Einfluß der Fließbedingung auf das Rechenergebnis; welche Gesetzmäßigkeit die richtigere ist, kann natürlich nur auf Grund von Versuchen entschieden werden, und es soll einer ergänzenden Arbeit vorbehalten sein, die vorliegenden Versuche in bezug auf ihre Einordnung in die gewonnenen Ergebnisse zu prüfen.

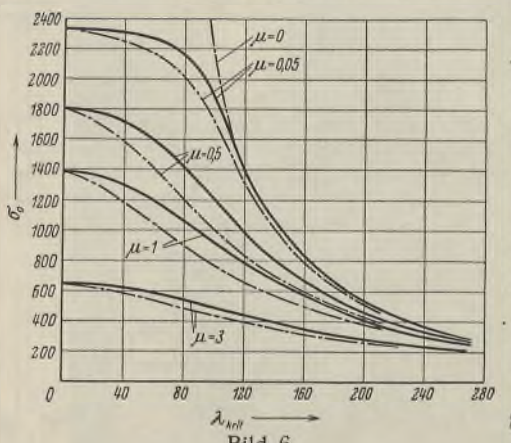


Bild 6.

Alle Rechte vorbehalten.

Stahlbauwerke der Zinkerzröstanlage
für die Zinkelektrolyse G. m. b. H. in Magdeburg-Rothensee.

Von **H. Schmudde**, V.D.I., Köln-Kalk.

(Schluß aus Heft 17.)

Der bemerkenswerteste Teil der Gesamtanlage ist die Gassammelleitung (Bild 7). Von jedem der vier Röstöfen werden die Gase durch je zwei gußeiserne Rohre, also insgesamt acht Rohre von 1000 mm lichtem Durchmesser, der Gassammelleitung zugeführt und von hier aus durch drei weitere gußeiserne Rohre weitergeleitet. Bis zu etwa 500° beträgt die Temperatur der Gase in der Sammelleitung. Die Hauptforderungen, die an diese Gassammelleitung gestellt wurden, waren erstens Gasdichtigkeit und zweitens Widerstand gegen die hohe Temperatur. Die erste Forderung konnte nur durch einen entsprechenden Stahlblechmantel und die zweite durch Isoliersteinausmauerung erreicht werden. Die Ausmauerung ist 12 cm dick und besteht aus außerordentlich harten und sehr spröden Steinen, die nur sehr schwer zu bearbeiten sind. Außerdem sollte die Innenfläche der Ausmauerung so glatt wie nur eben möglich sein. Der Stahlblechmantel durfte also an der Innenseite keinerlei Vorsprünge haben, weder durch die notwendigen Aussteifungen, noch durch überlappte Stoßverbindungen und auch nicht durch Niet- oder Schraubenköpfe. Diese Forderungen waren am vollkommensten durch elektrische Stumpfnahtschweißung zu erreichen.

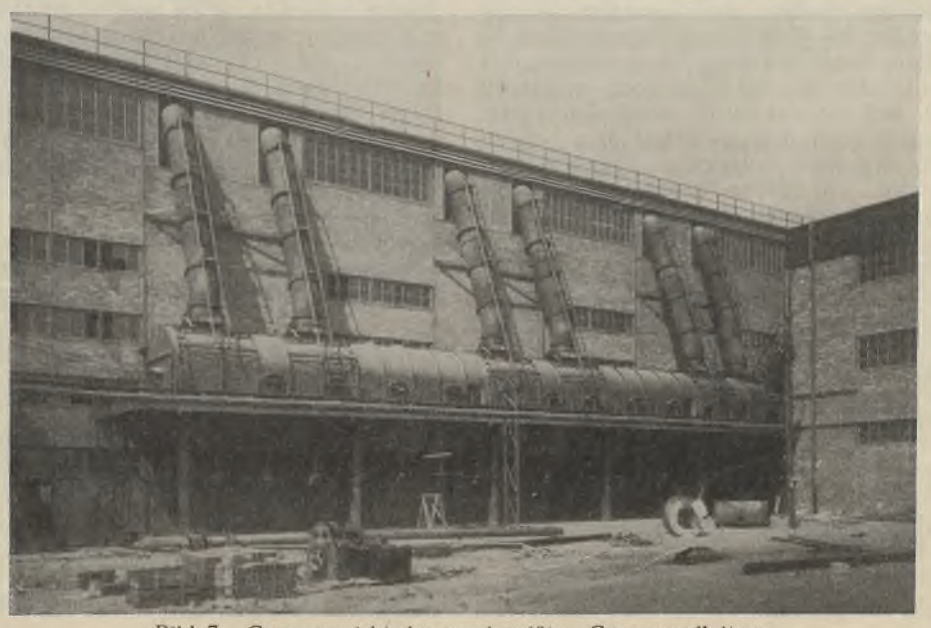


Bild 7. Gesamtansicht der geschweißten Gassammelleitung.

Bei den großen Abmessungen der Sammelleitung ergaben sich aber für die Lösung der damit gestellten Aufgabe eine ganze Reihe von Fragen, auf die keinerlei ähnlich geartete Vorbilder irgendwelche Antwort geben konnten. Es mußten also für die Durchführung der Arbeit neue Wege gesucht und gefunden werden.

Die Gesamtlänge der Leitung ist 53 m. Bild 8 zeigt den Querschnitt. Dieser ähnelt einer Ballonform; er ist 2,760 m breit und 4,360 m hoch. Die nach unten enger zu laufende Form wurde gewählt, um den im Gas mitgeführten Staub zu sammeln und durch untere Öffnungen leicht abziehen zu können. Zum Blechmantel wurden Bleche in Handelsgüte von 8 mm Dicke gewählt. Die erforderlichen Aussteifungsringe sind außen um den Mantel herumgezogen und bestehen im oberen Teil aus ⊏ 12 und im unteren Teil aus ⌊ 120 · 80 · 10. Sie sind in Abständen von 1,3 m angeordnet.

Der angesammelte Staub muß von Zeit zu Zeit nach unten in besondere Kastenwagen abgezogen werden. Infolgedessen mußte die Sammelleitung entsprechend hoch verlagert werden. Die Verlagerung erfolgte auf besonderen Rahmenstützen, wie sie Bild 8 zeigt. Von diesen

Rahmenstützen wurden neun Stück in Abständen von je 6,5 m angeordnet. Sie sind als Zweigelenkrahmen mit Fußgelenken ausgebildet. Die beiden Stiele sind über den Querriegel hinaus nach oben verlängert, womit die Rahmenstützen H-Form erhielten. Über jeder Rahmenstütze sind nun die Aussteifungsringe der Sammelleitung doppelt angeordnet und mit Stützfüßen versehen, die auf die Köpfe der verlängerten Rahmenstiele aufgestellt und mit diesen verschraubt wurden. Die in ungefährer Höhe der Stützenfüße der Sammelleitung an den Rahmenstielen vorgesehenen

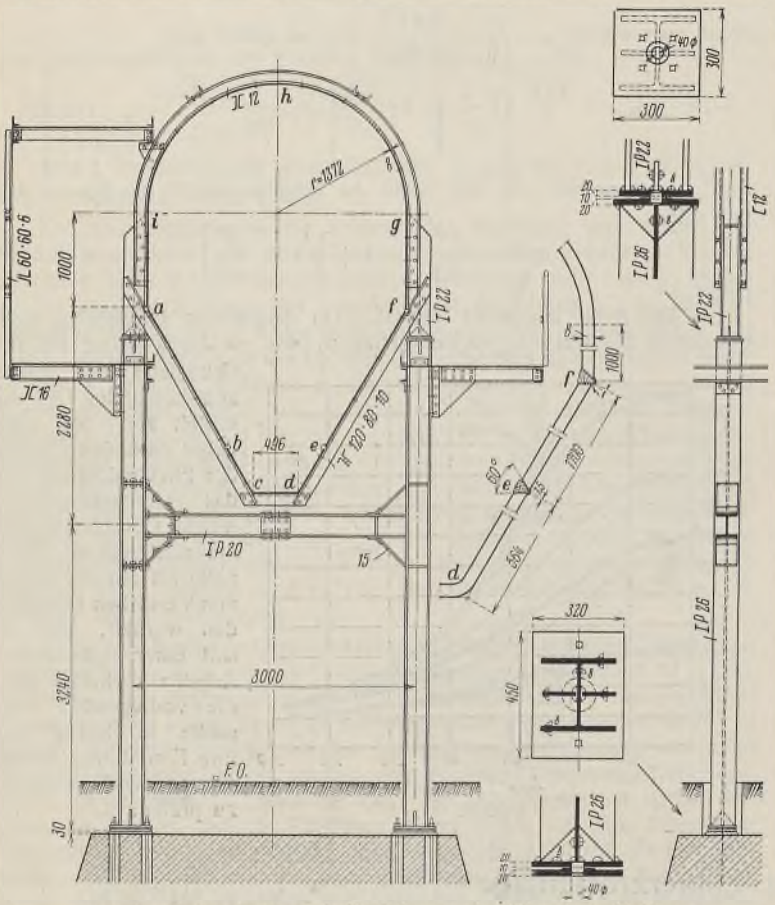


Bild 8. Querschnitt und Abstützung der Gassammelleitung.

Konsolen tragen einen Riffelblechlaufsteg, der jedoch mit der Sammelleitung nicht verbunden ist. Auch die Rahmenstützen wurden in geschweißter Konstruktion ausgeführt, wobei für die Stiele I P 26 und für die Riegel I P 24 verwendet wurden.

Um die Rahmenstützen versenden zu können, mußte in der Riegelmitte ein Stoß vorgesehen werden, der auf der Baustelle mit Laschen vernietet wurde. Bild 9 zeigt den Endabschluß der Sammelleitung mit den Laufstegen und läßt die ansprechende Form der Abstützung erkennen.

Durch die hohen und schwankenden Temperaturen in der Gassammelleitung ist mit einem fast ständigen Wachsen und Schrumpfen dieser zu rechnen. Es war also erforderlich, daß die Köpfe der Rahmenstützen mit den Auflagern der Sammelleitung dieser Bewegung folgen konnten, d. h. die Rahmenstützen mußten in Richtung der Sammelleitung pendeln können. Hieraus ergab sich, daß die Fußgelenke der Rahmenstützen nicht nur in der Rahmenebene, sondern auch senkrecht dazu gelenkig sein mußten. Erreicht wurde dies durch kreisförmige Fußdruckplatten, wie sie in Bild 8 dargestellt sind. Die Füße der Rahmenstützen liegen etwas unter Flur, sind aber in kleine Schächte eingesetzt, die mit Weichasphalt ausgegossen sind.

Zur Sicherung der in Längsrichtung der Sammelleitung pendelnden Rahmenstützen gegen Umfallen und waagerechte Kräfte wurden die beiden Stiele einer Rahmenstütze mit Längsportalen ausgerüstet. Bild 10 zeigt in schematischem Gesamtbild die Verteilung der beweglichen Rahmenstützen sowie die Längsportale. Auch diese Längsportale sind in geschweißter Konstruktion, jedoch aus Breitstahl hergestellt. Die Montageverbindungen sind genietet. Bild 11 zeigt Einzelheiten der konstruktiven Ausbildung.

Die großen Abmessungen der Sammelleitung bedingten, daß sowohl Bleche wie Aussteifungsringe nur in einzelne Stücke zerlegt versandt und erst auf der Baustelle geschweißt werden konnten. Um gutes Passen zu gewährleisten, wurden in der Werkstatt die Blech- und Ringstücke genau auf Form gebogen und verpaßt.

Bei der Aufteilung der Bleche und ihrer versandmöglichen Zusammensetzung wurde in besonderem Maße auf einfachen und billigen Zusammenbau auf der Baustelle hingearbeitet; sie wurde so getroffen, daß der Zusammenbau ohne Hilfsgerüste erfolgen konnte. Hierzu wurde das untere trogförmige Mantelstück *b—c—d—e* des Querschnittes (Bild 8) aus einem Stück Blech gebogen und bereits in der Werkstatt zu

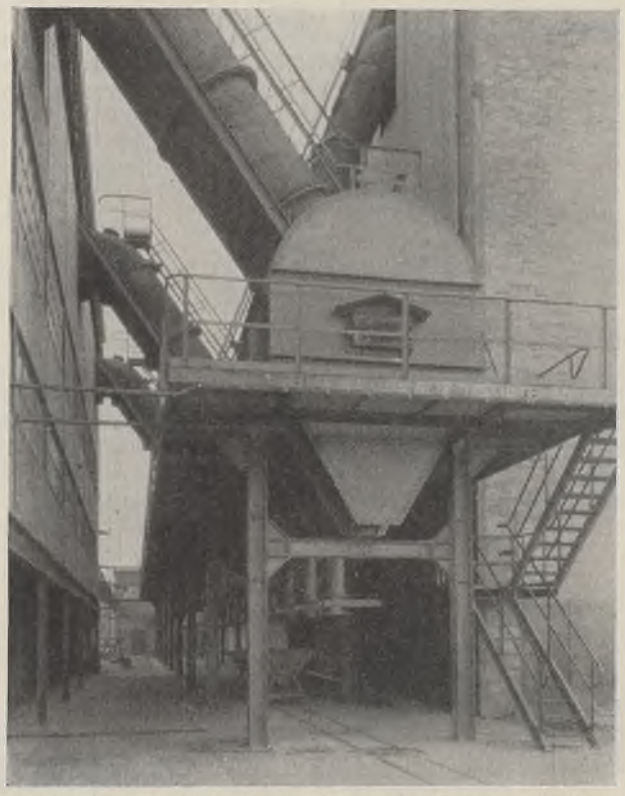


Bild 9. Endabschluß und Laufstege der Gassammelleitung.

einem 6,5 m langen Stück zusammengeschweißt. Nachdem nun auf der Baustelle zwei Stützrahmen mit Längsportalen errichtet waren, wurden auf die Stützrahmenköpfe Aussteifungsringe aufgesetzt und verschraubt. In diese Aussteifungsringe wurde nun das 6,5 m lange, trogförmige Mantelstück hineingelegt und die zwischen den beiden benachbarten Stützrahmen vorgesehenen vier Stück Aussteifungsringe darüber geschoben. Nach behelfsmäßiger Befestigung der Enden des Manteltrogstückes *b—c—d—e* an den Aussteifungsringen auf den Stützrahmen wurden die Zwischenringe auf das Trogstück richtig verteilt und ebenfalls behelfsmäßig befestigt. Damit war von Stützrahmen zu Stützrahmen ein korbartiges Gebilde geschaffen, in das zunächst die geraden Mantelteile *a—b* und *f—e* und danach die gebogenen oberen Blechteile *f—g—h—i—a* nacheinander eingebaut und wiederum behelfsmäßig befestigt wurden. Die einzelnen Blechteile waren damit durch die Aussteifungsringe im Verlauf des Umfanges der Sammelleitung in genaue Lage zueinander gebracht, jedoch noch nicht in der Längsrichtung gegeneinander ausgerichtet und gesichert. Dies geschah durch vereinzelte kurze Doppelachsen, die über die Rundnahtfugen gelegt und mit zwei Schrauben befestigt wurden. Bild 12 zeigt den Montagevorgang.

In dieser Art wurde die ganze Länge der Sammelleitung aufgebaut und dann ausgerichtet. Hiernach wurden die Stumpfnähte des Blech-

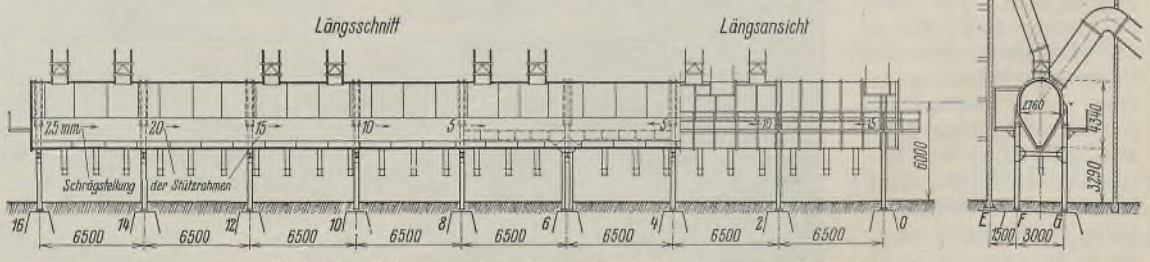


Bild 10. Schematisches Gesamtbild der Gassammelleitung.

mantels und die Kehlnähte für die Verbindung mit den Aussteifungsringen angebracht.

Sämtliche Stumpfnähte des Blechmantels sind als V-Nähte ausgeführt und an der Wurzel nachgeschweißt. Ein Verstemmen der Nähte ist nicht vorgenommen worden. Damit die Verschweißung der Stumpfnaht gut und möglichst nur von oben nach unten auszuführen war, sind die großen Weiten der V-Nähte soweit als möglich nach oben zu angeordnet. Damit ergab sich, daß die Verschweißung des Querschnittes (Bild 8) im Bereich des Teiles *i—h—g* von außen und die des Teiles *i—a—b—c—d—e—f—g* von innen zu erfolgen hatte. Alle Schweißarbeiten, sowohl in der Werkstatt wie auf der Baustelle, wurden mit Humboldt-Elektroden H 1 von $4 \div 5$ und 6 mm Durchmesser ausgeführt. Die mit diesen Elektroden geschweißten Nähte ergeben weit günstigere Werte, als sie nach der neuen Ausgabe der DIN 4100 erforderlich sind. Die erzielte Durchschnittsfestigkeit ist nachweislich 40 kg/mm² und der Biegewinkel 100° entsprechend § 6b Bild 10 der DIN 4100.

Es wurde mit drei Schweißaggregaten gleichzeitig gearbeitet, jedes Aggregat für eine Schweißstelle. Zu schweißen waren etwa 500 m Stumpfnähte mit $a = 8$ mm und etwa 1200 m leichte Kehlnähte mit $a = 5$ mm, insgesamt etwa 1700 m. Die Durchschnittsleistung der Schweißer auf der Baustelle war etwa 1,1 m/h.

Das Gesamtgewicht der Blechkonstruktion der Sammelleitung mit Aussteifungsringen ist etwa 50 t, das der Stützrahmen, Laufstege, Treppen usw. etwa 65 t. Für die Blechkonstruktion der Sammelleitung ergaben sich damit etwa 31 m Schweißnaht auf 1 t Konstruktion.

Außer den in diesem Aufsatz im einzelnen behandelten Stahlbauwerken wurde noch eine Anzahl anderer für die Röstanlage ausgeführt. Die Gesamtlieferung umfaßte etwa 950 t, wovon etwa 760 t auf die Gebäude- und etwa 190 t auf die Bunker- und Blechkonstruktionen entfielen.

Mit dem Aufbau der Gesamtanlage wurde am 1. Oktober 1933 begonnen, beendet wurde sie am 31. Mai 1934. Mehr und weniger strenge Frosttage im Winter 1933/34 konnten den Aufbau der Stahlkonstruktion wohl im Tempo hemmen, nicht aber völlig unmöglich machen, so daß er in nur acht Monaten erledigt werden konnte.

Gegen Ende 1934 konnte die Anlage in Betrieb genommen werden. Inzwischen gesteigerte Anforderungen machten es notwendig, für später geplante Erweiterungen innerer Einrichtungen schon jetzt ausführen zu lassen. Wenn auch diese Erweiterungsmöglichkeit schon bei dem Entwurf der Gesamtanlage berücksichtigt war, so ist es doch in der Hauptsache

Bild 11. Längsportale in der Abstützung der Gassammelleitung.

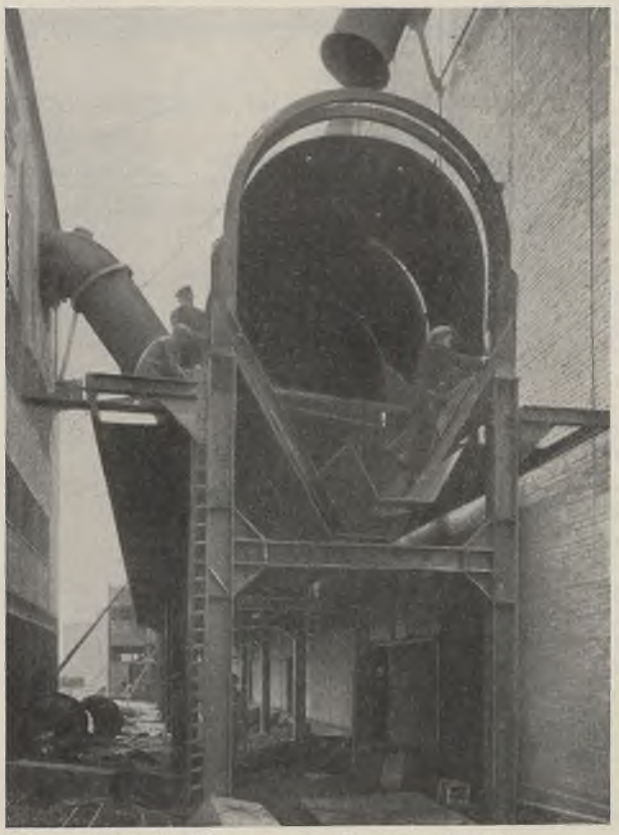


Bild 12. Montage der Gassammelleitung.

der gewählten Stahlbauweise zuzuschreiben, daß die Erweiterung ohne einschneidende Störung durchführbar wurde. Der Einbau der neuen Teile beeinflußte den Betrieb kaum merklich, da sie in der Werkstatt fertig vorgearbeitet waren und an Ort und Stelle nur zusammengesetzt werden brauchten. Dieser Vorteil der Stahlbauweise, also die weitgehende Verlegung der Bearbeitungsprozesse, insbesondere die Entlastung der Baustelle oder des Betriebes, wäre bei einer anderen Bauweise nicht möglich gewesen. Mit der Durchbildung der Anlage wurden nicht nur die sehr weitgehenden Forderungen des Betriebsfachmannes erfüllt, auch den berechtigten Anforderungen des Architekten konnte in vollem Maße Rechnung getragen werden.

Ausgeführt wurde die Anlage von der Abteilung Eisen- und Brückenbau der Humboldt-Deutzmotoren AG. in Köln-Kalk.

Alle Rechte vorbehalten.

Eckauswinkelung von Graten und Bunkern.

Von **H. Hillebrand**, Berlin.

Die rechnerische bzw. zeichnerische Ermittlung der Eckauswinkelung ist bei der Anfertigung der Werkstattzeichnungen von Graten und Bunkern erforderlich. Nach der in jedem Handbuch wiederkehrenden Methode ist die Bestimmung der Auswinkelung, zeichnerisch durch maßstäbliches Auftragen der gegebenen Maße und rechnerisch durch mehrfaches Aufsuchen von Winkelfunktionen, zeitraubend und umständlich. Ich möchte nachstehend auf ein einfacheres Verfahren hinweisen, bei dem die Winkel ohne Nebenarbeit direkt bestimmt werden können.

I. Ableitung für Pyramiden, deren Seiten einen $\sphericalangle$ von 90° bilden.

Gegeben: a, b und h (Bild 1).

1. Errichte $h = \mathrm{I} \div \mathrm{III} \perp \mathrm{I} \div \mathrm{II}$.
   $\mathrm{II} \div \mathrm{III} = c =$ wahre Gratlänge.
2. Lege beliebig Schnitt $\mathrm{IV} \div \mathrm{V} \perp \mathrm{I} \div \mathrm{II}$.
3. Errichte $\mathrm{VI} \div \mathrm{VII} \perp \mathrm{II} \div \mathrm{III}$.
4. Schlage mit $\mathrm{VI} \div \mathrm{VII}$ als Radius den Kreis nach VIII.

Die Eckauswinkelung ist dann der von $\mathrm{IV} \div \mathrm{VIII} \div \mathrm{V}$ eingeschlossene Winkel.

$$\mathrm{II} \div \mathrm{III} = c = \sqrt{a^2 + b^2 + h^2};\quad \mathrm{IV} \div \mathrm{VI} = v;$$
$$\mathrm{V} \div \mathrm{VI} = w \quad ;\quad \mathrm{VI} \div \mathrm{VII} = z;$$

$$\frac{v}{\mathrm{II} \div \mathrm{VI}} = \frac{a}{b};\qquad \frac{w}{\mathrm{II} \div \mathrm{VI}} = \frac{b}{a};\qquad \frac{z}{\mathrm{II} \div \mathrm{VI}} = \frac{h}{c}.$$

Wird $\mathrm{II} \div \mathrm{VI} = 1$, so ist $v = \frac{a}{b}$; $\quad w = \frac{b}{a}$; $\quad z = \frac{h}{c}$.

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{y}{x} = \operatorname{tg}(\beta+\gamma) \text{ (Bild 2)}$$

$$= \frac{\operatorname{tg}\beta + \operatorname{tg}\gamma}{1 - \operatorname{tg}\beta \cdot \operatorname{tg}\gamma} = \frac{\frac{z}{v} + \frac{z}{w}}{1 - \frac{z}{v}\cdot\frac{z}{w}} = \frac{z_w + z_v}{v_w - z^2}.$$

Obige Werte eingesetzt, ergibt:

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{y}{x} = \frac{\frac{h\,b}{c\,a} + \frac{h\,a}{c\,b}}{\frac{a\,b}{b\,a} - \frac{h^2}{c^2}} = \frac{\frac{h\,(a^2+b^2)}{a\,b\,c}}{\frac{c^2-h^2}{c^2}} = \frac{h\,c\,(a^2+b^2)}{a\,b\,(c^2-h^2)};$$

$$c^2 = a^2 + b^2 + h^2; \qquad a^2 + b^2 = c^2 - h^2.$$

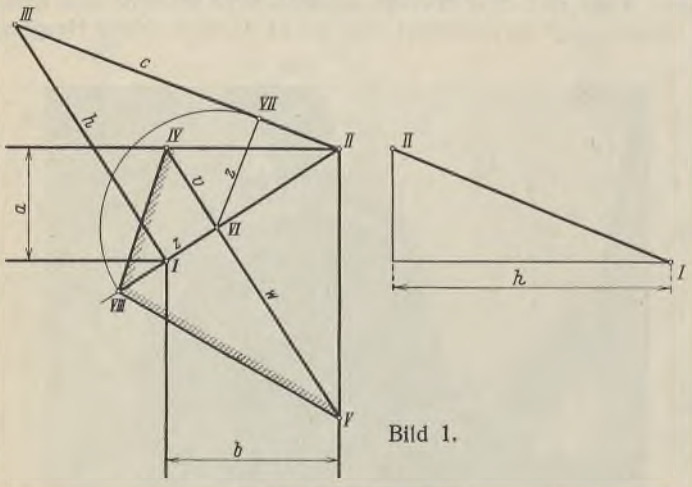


Bild 1.

Folglich

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{y}{x} = \frac{h\,c}{a\,b}.$$

Die Größe x oder y kann beliebig angenommen werden.

$$\operatorname{tg}\eta = \frac{v}{z} = \frac{a\,c}{b\,h}$$

$$\operatorname{tg}\varepsilon = \frac{w}{z} = \frac{b\,c}{a\,h}.$$

Anwendung.

a) Rechnerisch.

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{h\,c}{a\,b}; \quad \text{hieraus } \sphericalangle\alpha$$

und die Gesamtauswinkelung $180° - \alpha$.

$$\operatorname{tg}\eta = \frac{a\,c}{b\,h}; \qquad \operatorname{tg}\varepsilon = \frac{b\,c}{a\,h};$$

hieraus $\sphericalangle\eta$ und $\sphericalangle\varepsilon$.

b) Zeichnerisch.

Gegeben: $a = 2{,}5$ m; $b = 4{,}0$ m; $h = 6{,}5$ m

$$c = \sqrt{2{,}5^2 + 4{,}0^2 + 6{,}5^2} = 8{,}03 \text{ m}$$

$$\frac{y}{x} = \frac{h\,c}{a\,b} = \frac{6{,}5 \cdot 8{,}03}{2{,}5 \cdot 4{,}0} = 5{,}22$$

x angenommen 50 mm

$y = 50 \cdot 5{,}22 = 261$ mm (Bild 3).

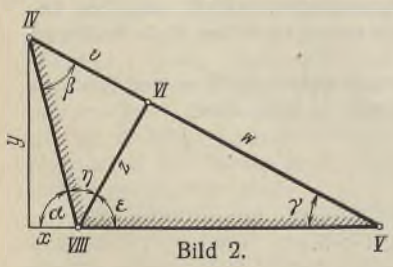


Bild 2.

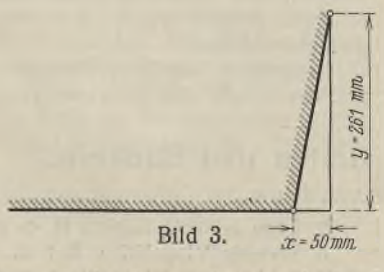


Bild 3.

Sollte z. B. bei Graten die Bestimmung der $\sphericalangle\eta$ und $\sphericalangle\varepsilon$ erforderlich sein, so ergibt:

$$\frac{v}{z} = \frac{a\,c}{b\,h} = \frac{2{,}5 \cdot 8{,}03}{4{,}0 \cdot 6{,}5} = 0{,}773$$

$$\frac{w}{z} = \frac{b\,c}{a\,h} = \frac{4{,}0 \cdot 8{,}03}{2{,}5 \cdot 6{,}5} = 1{,}98$$

z angenommen 100 mm

$v = 77{,}3$ mm; $w = 198$ mm (Bild 4).

Vorstehende Rechnungen können bei genügender Genauigkeit mit dem Rechenschieber ausgeführt werden.

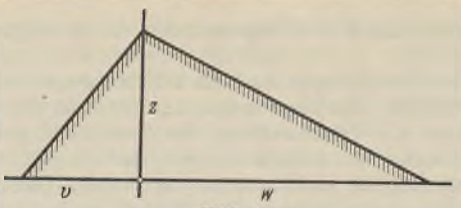


Bild 4.

Die angenommenen Maße richten sich nach dem vorhandenen Platz auf der Zeichnung, werden aber mit $x = 50$ mm und $z = 100$ mm in den meisten Fällen ausreichend sein.

II. Ableitung für Pyramiden, deren Seiten schiefe Winkel bilden.

Gegeben: a, b, c, f und h (Bild 5).

Konstruktion wie bei I.

$$\frac{v}{\text{II} \div \text{VI}} = \frac{f}{e}; \qquad \frac{w}{\text{II} \div \text{VI}} = \frac{a}{b}; \qquad \frac{z}{\text{II} \div \text{VI}} = \frac{h}{c}.$$

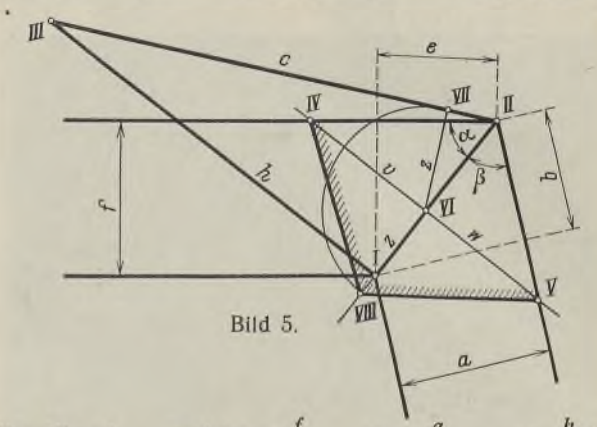


Bild 5.

Wird $\text{II} \div \text{VI} = 1$, so ist $v = \frac{f}{e}$, $w = \frac{a}{b}$, $z = \frac{h}{c}$ (Bild 6).

$$\operatorname{tg}\eta = \frac{v}{z} = \frac{f\,c}{e\,h} = \operatorname{tg}\alpha \cdot \frac{c}{h}$$

$$\operatorname{tg}\varepsilon = \frac{w}{z} = \frac{a\,c}{b\,h} = \operatorname{tg}\beta \cdot \frac{c}{h}.$$

Bild 6.

Gesamtauswinkelung:

$\sphericalangle\eta + \sphericalangle\varepsilon$

z beliebig.

Anwendung wie bei I.

III. Ableitung für Pyramiden, deren eine Seite mit dem Grat einen stumpfen Winkel bildet.

Gegeben: a, b, c, f und h (Bild 7).

Schnitt IV ÷ VI trifft die Seite erst bei V′ in der Verlängerung über II hinaus. Der Winkel erscheint im Bilde überschlagen. Verlängert

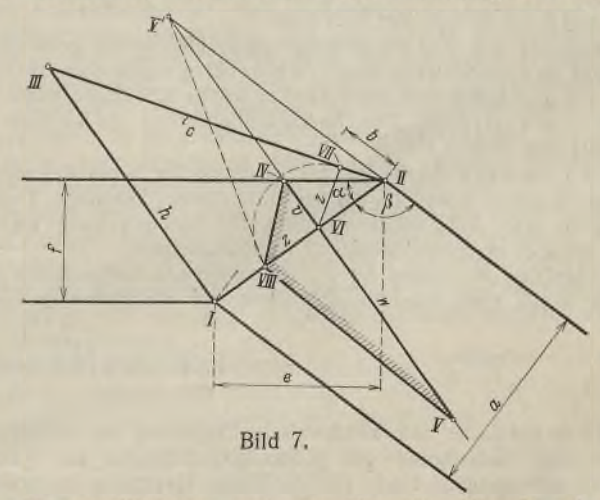


Bild 7.

man VI ÷ V′ über VI hinaus und trägt VI ÷ V′ = VI ÷ V auf, so ist IV ÷ VIII ÷ V der gesuchte Winkel.

Die zeichnerische und rechnerische Ermittlung der Gesamtauswinkelung erfolgt in der gleichen Weise, wie unter II. angegeben.

INHALT: Näherungsverfahren zur Berechnung der Tragfähigkeit außermittig gedrückter Stäbe aus Baustahl. — Stahlbauwerke der Zinkerzröstanlage für die Zinkelektrolyse G. m. b. H. in Magdeburg-Rothensee. (Schluß) — Eckauswinkelung von Graten und Bunkern.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 9.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Schriftleitung:
Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernsprecher: C 1 Steinplatz 0011
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernsprecher: Breslau 421 61

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

8. Jahrgang | BERLIN, 13. September 1935 | Heft 19

Alle Rechte vorbehalten.

Vereinfachte Berechnung von Stockwerkrahmen.

Von Dipl.-Ing. E. Elwitz, Düsseldorf.

Die statische Untersuchung solcher hochgradig statisch unbestimmter Systeme ist im Schrifttum schon verschiedentlich behandelt worden. Es seien hier nur zwei grundlegende Arbeiten genannt.

Eine genaue und doch allgemeine Behandlung der Aufgabe blieb keinem Geringeren als Engeßer vorbehalten[1]). Indem er zunächst nur die Hauptformänderungen berücksichtigt, die übrigen Teile als starr und unveränderlich ansieht, erhält er die Stammwerte. Danach werden die übrigen Formänderungen in Rechnung gestellt, die die Zuschlagwerte ersten, zweiten . . . Grades ergeben. Je nach dem Grade der Genauigkeit, mit dem man sich begnügen will, kann man auf jeder Stufe Halt machen. Das Verfahren ist ein Iterationsverfahren und bedarf bei seiner Anwendung einer gewissen Übung.

Für senkrechte Lasten gibt Löser[2]) ein einfaches Berechnungsverfahren an, das sich in der Praxis gut bewährt hat. Es wird nur die Drehung der Stützenköpfe in Betracht gezogen, deren Verschiebung vernachlässigt, und für die Lage der Momenten-Nullpunkte in den unbelasteten Stäben werden bestimmte Annahmen gemacht.

Vor eine bestimmte Aufgabe gestellt, wird der in der Praxis stehende Ingenieur stets solche Berechnungsverfahren suchen und bevorzugen, die möglichst einfach, klar und übersichtlich sind, Rechenfehlerquellen nach Möglichkeit vermeiden und die schnell zum Ziele führen. Um so eher ist er dann in der Lage, noch weitere Systeme in den Kreis seiner Betrachtungen zu ziehen, um das nach jeder Richtung hin zweckmäßigste und brauchbarste auszuwählen. Man muß sich aber bei der Verwendung vereinfachter Berechnungsweisen stets der Genauigkeit des Verfahrens bewußt sein. Man muß die Grenzen kennen, innerhalb deren sich die genauen Kräfte bewegen, um im Bedarfsfalle Ungenauigkeiten durch die Konstruktion, den Sicherheitsgrad ausgleichen zu können.

Von diesen Gesichtspunkten aus wird nachstehend ein einfaches Verfahren entwickelt. Es wird von der Belastung nur eines Riegelfeldes ausgegangen. Für diesen Grundbelastungsfall lassen sich die Einspannungsmomente und deren Verteilung auf die Nachbarstäbe durch einfache Schlußformeln angeben. Und zwar gelingt dies durch Einführung von Steifigkeitsziffern c, die das Steifigkeitsverhältnis der Stäbe zueinander für bestimmte Lagen der Momenten-Nullpunkte in den unbelasteten Stäben zum Ausdruck bringen. Auf den so gewonnenen Momentenbildern der Grundbelastungsfälle baut sich in einfacher Weise die Berechnung des beliebig belasteten Stockwerkrahmens auf. Die gemachten Annahmen werden hinsichtlich ihrer Auswirkung in den Grenzen untersucht; die Genauigkeit des Verfahrens wird klargestellt.

Die beiden zu berücksichtigenden Formänderungen sind die Knotendrehung und die Längsverschiebung der Riegel. Erstere stellt die Hauptwirkung, letztere die Nebenwirkung dar. Im Abschnitt I wird der Einfluß der Knotendrehung, im Abschnitt II der Einfluß der Riegel-Längsverschiebung als Zusatzwirkung behandelt.

I.

Es werde nur ein einziger Riegel von der Länge l und vom Trägheitsmoment J belastet, während alle anderen Riegel des Stockwerkrahmens unbelastet bleiben: Grundbelastungsfall (Bild 1a). Die Belastung sei ganz beliebig. Bei frei angenommener Lagerung des Riegels können dessen Momente $\mathfrak{M}$ sofort aufgezeichnet werden. Der Schwerpunkt S dieser Momentenfläche $\mathfrak{F}$ habe vom linken Lager A den Abstand $x = \xi \cdot \frac{l}{2}$ und vom rechten Lager B den Abstand $z = \zeta \cdot \frac{l}{2}$ (Bild 1b).

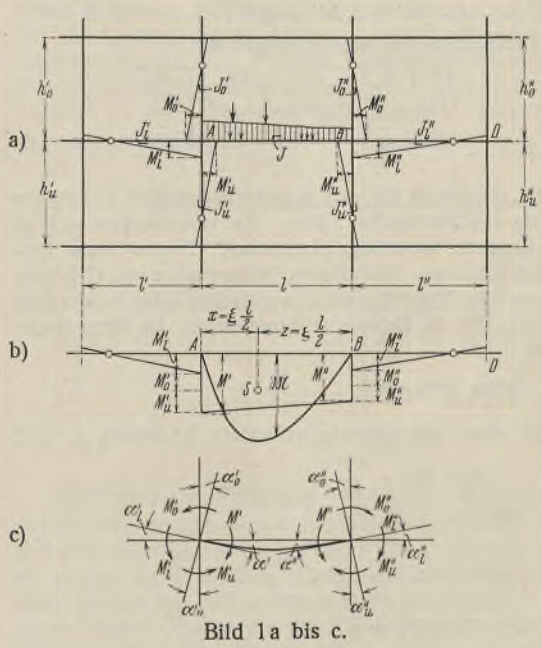


Bild 1a bis c.

Setzt man die Lage der Momenten-Nullpunkte in den an die Riegellager A und B angrenzenden Stäben l', J_l'; h_o', J_o'; h_u', J_u'; l'', J_l''; h_o'', J_o''; h_u'', J_u'' als bekannt voraus (worauf zurückzukommen sein wird), dann ergeben sich die Einspannungsmomente des Riegels M' am linken, M'' am rechten Lager aus sehr einfachen Formeln. Damit sind auch die Momente in den angrenzenden Stäben und deren Verlauf gegeben.

Zur Bestimmung der Einspannungsmomente M' und M'' dienen die Bedingungen: Gleichheit der Stabdrehwinkel für die in den Knoten A und B zusammenlaufenden Stäbe; ferner das Gleichgewicht der Knotenmomente um A und C (Bild 1c):

$$\begin{cases} \operatorname{tg}\alpha' = \operatorname{tg}\alpha_o' = \operatorname{tg}\alpha_u' = \operatorname{tg}\alpha_l'; & \operatorname{tg}\alpha'' = \operatorname{tg}\alpha_o'' = \operatorname{tg}\alpha_u'' = \operatorname{tg}\alpha_l'' \\ M_o' + M_u' + M_l' = -M'; & M_o'' + M_u'' + M_l'' = -M''. \end{cases}$$

Mit der Bezeichnung

$$(1) \qquad \overline{\mathfrak{M}}' = \frac{3}{2} \cdot \frac{\mathfrak{F}\,\zeta}{l}; \qquad \overline{\mathfrak{M}}'' = \frac{3}{2} \cdot \frac{\mathfrak{F}\,\xi}{l}$$

betragen die Knotendrehwinkel des Riegels l

$$\operatorname{tg}\alpha' = \frac{l}{6J}(2M' + M'' + 2\overline{\mathfrak{M}}')\,\frac{1}{E},$$

$$\operatorname{tg}\alpha'' = \frac{l}{6J}(M' + 2M'' + 2\overline{\mathfrak{M}}'')\,\frac{1}{E},$$

während die Knotendrehwinkel der abstehenden Stäbe mit bestimmten Zahlen β, die nur von der Lage der Momenten-Nullpunkte abhängig sind und sofort angegeben werden können (vgl. später), sich wie folgt anschreiben lassen:

$$\operatorname{tg}\alpha_o' = \frac{M_o'}{J_o'} \cdot \frac{h_o'}{\beta_o'} \cdot \frac{1}{E}; \qquad \operatorname{tg}\alpha_o'' = \frac{M_o''}{J_o''} \cdot \frac{h_o''}{\beta_o''} \cdot \frac{1}{E};$$

$$\operatorname{tg}\alpha_u' = \frac{M_u'}{J_u'} \cdot \frac{h_u'}{\beta_u'} \cdot \frac{1}{E}; \qquad \operatorname{tg}\alpha_u'' = \frac{M_u''}{J_u''} \cdot \frac{h_u''}{\beta_u''} \cdot \frac{1}{E};$$

$$\operatorname{tg}\alpha_l' = \frac{M_l'}{J_l'} \cdot \frac{l'}{\beta_l'} \cdot \frac{1}{E}; \qquad \operatorname{tg}\alpha_l'' = \frac{M_l''}{J_l''} \cdot \frac{l''}{\beta_l''} \cdot \frac{1}{E}.$$

---

[1]) Engeßer, Die Berechnung der Stockwerkrahmen. Der Eisenbau 1920.

[2]) Löser, Berechnung von Stockwerkrahmen für senkrechte Lasten. Bauing. 1925

Mit den Bezeichnungen

$$(2)\quad \left\{\begin{aligned} c_o' &= \frac{J_o'}{J}\cdot\frac{l}{h_o'}\cdot\frac{\beta_o'}{6}\\ c_u' &= \frac{J_u'}{J}\cdot\frac{l}{h_u'}\cdot\frac{\beta_u'}{6}\\ c_l' &= \frac{J_l'}{J}\cdot\frac{l}{l'}\cdot\frac{\beta_l'}{6} \end{aligned}\right\} C' = c_o' + c_u' + c_l';$$

$$\left\{\begin{aligned} c_o'' &= \frac{J_o''}{J}\cdot\frac{l}{h_o''}\cdot\frac{\beta_o''}{6}\\ c_u'' &= \frac{J_u''}{J}\cdot\frac{l}{h_u''}\cdot\frac{\beta_u''}{6}\\ c_l'' &= \frac{J_l''}{J}\cdot\frac{l}{l''}\cdot\frac{\beta_l''}{6} \end{aligned}\right\} C'' = c_o'' + c_u'' + c_l''$$

lassen sich die Momente M_o', M_u', M_l'; M_o'', M_u'', M_l'' als Funktionen von $(2M' + M'' + 2\overline{\mathfrak{M}'})$ bzw $(M' + 2M'' + 2\overline{\mathfrak{M}''})$ angeben, z. B. $M_o' = c_o'(2M' + M'' + 2\overline{\mathfrak{M}'})$, worauf aus der Bedingung des Gleichgewichts der um die Knoten A und B drehenden Momente sich die beiden Gleichungen zur Bestimmung der Einspannungsmomente M' und M'' ergeben

$$(3)\quad \left\{\begin{aligned} M' &= -C'[2M' + M'' + 2\overline{\mathfrak{M}'}]\\ M'' &= -C''[M' + 2M'' + 2\overline{\mathfrak{M}''}] \end{aligned}\right.$$

Aus ihnen folgen die Einspannungsmomente M' und M'' zu

$$(4)\quad \left\{\begin{aligned} M' &= -\frac{2C'(1+2C'')\overline{\mathfrak{M}'} - 2C'C''\overline{\mathfrak{M}''}}{(1+2C')(1+2C'') - C'C''}\\ M'' &= -\frac{2C''(1+2C')\overline{\mathfrak{M}''} - 2C'C''\overline{\mathfrak{M}'}}{(1+2C')(1+2C'') - C'C''}. \end{aligned}\right.$$

Die Formeln der Gl. (4) gelten für den allgemeinsten Fall beliebiger Riegelbelastung, beliebig anschließender Stäbe. Sie vereinfachen sich in Sonderfällen. $C = 0$ bedeutet gelenkige Lagerung, $C = \infty$ feste Einspannung des betreffenden Stabes. Mit diesen Grenzwerten von C folgen aus den Gl. (4) die bekannten Formeln für den einseitig oder beiderseits fest eingespannten Träger. Ist die Belastung symmetrisch zur Riegelmitte mit $\xi = \zeta = 1$, also mit

$$\overline{\mathfrak{M}'} = \overline{\mathfrak{M}''} = \overline{\mathfrak{M}} = \frac{3}{2}\cdot\frac{\mathfrak{F}}{l}$$

(im weiteren Sonderfall einer gleichförmig verteilten Belastung p wird

$$\overline{\mathfrak{M}} = \mathfrak{M} = \frac{p\,l^2}{8}\Big),$$

dann gehen die Gl. (4) über in

$$(4\,a)\quad \left\{\begin{aligned} M' &= -\frac{2C'(1+C'')}{(1+2C')(1+2C'') - C'C''}\,\overline{\mathfrak{M}}\\ M'' &= -\frac{2C''(1+C')}{(1+2C')(1+2C'') - C'C''}\,\overline{\mathfrak{M}}. \end{aligned}\right.$$

Sind schließlich noch die anschließenden Stäbe rechts und links des belasteten Riegels symmetrisch ausgebildet, also für $C' = C'' = C$, dann wird

$$(4\,b)\quad \left\{\begin{aligned} M' = M'' &= -\overline{\mathfrak{M}}\cdot\frac{2C}{1+3C};\\ C &= c_o + c_u + c_l. \end{aligned}\right.$$

Nachdem die Einspannungsmomente M' und M'' des belasteten Riegels aus den Gl. (4) gefunden sind, können auch die Momente für die angrenzenden Stäbe sofort angegeben werden:

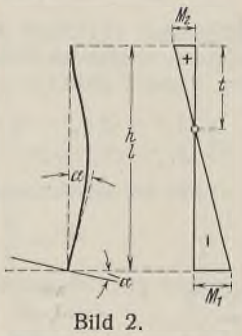


Bild 2.

$$(5)\quad \left\{\begin{aligned} M_o' &= -M'\cdot\frac{c_o'}{C'};\quad M_u' = -M'\cdot\frac{c_u'}{C'};\quad M_l' = -M'\cdot\frac{c_l'}{C'}\\ M_o'' &= -M''\cdot\frac{c_o''}{C''};\quad M_u'' = -M''\cdot\frac{c_u''}{C''};\quad M_l'' = -M''\cdot\frac{c_l''}{C''}. \end{aligned}\right.$$

Festzustellen sind noch die Werte β. Sie sind bestimmte Zahlen, die nur von der Lage der Momenten-Nullpunkte in den betreffenden Stäben abhängen. Allgemein gilt mit den Bezeichnungen von Bild 2 und mit $\tau = M_2 : M_1 = t : (h - t)$

$$(6)\qquad \beta = \frac{6}{2 - \tau}.$$

$t =$	$-\infty$	0	$\frac{h}{6}$	$\frac{h}{5}$	$\frac{h}{4}$	$\frac{h}{3}$	$\frac{h}{2}$
$\beta =$	2	3	3,33	3,43	3,60	4	6

Wählt man nacheinander $t = -\infty$ oder $\tau = -1$ (Momentenbild ein Rechteck); $t = 0$ oder $\tau = 0$ (Momentenbild ein Dreieck); $t = \frac{h}{6}$, $t = \ldots$, dann ergeben sich die in vorstehender Zahlentafel mitgeteilten Werte von β.

Bei Annahme eines Gelenks am abstehenden Stabende ($t = 0$) beträgt $\beta = 3$; bei Annahme voller Einspannung, wobei $t = \frac{h}{3}$ oder $\frac{l}{3}$, wird $\beta = 4$. In Wirklichkeit ist weder gelenkiger Anschluß noch volle Einspannung vorhanden. Der Momenten-Nullpunkt liegt zwischen $t = 0$ und $t = \frac{h}{3}$, etwa im Abstande $t = \frac{h}{4}$, wofür $\beta = 3{,}6$. Aus dem nachstehend angestellten Vergleich kann man ersehen, daß es auf die Größe der Riegel-Einspannungsmomente nicht viel ausmacht, ob man mit $\beta = 3{,}0$ oder mit $\beta = 4{,}0$ rechnet. Bei Wahl von $\beta = 3{,}6$, d. h. für $t = \frac{h}{4}$ verringert sich der Unterschied noch weiter, etwa auf die Hälfte. Zur Anstellung des Vergleichs kann Gl. (4b) benutzt werden

$$M' = M'' = -\mathfrak{M}\cdot\frac{2C}{1+3C},$$

indem man $c_o = c_u = c_l$; $C = 3c$ wählt und c innerhalb weiter Grenzen schwanken läßt, d. h. indem man die Steifigkeit der anstoßenden Stäbe gegenüber der Riegelsteifigkeit nach oben und nach unten verschieden hoch ansetzt. Es soll c schwanken zwischen $0{,}25\cdot\frac{\beta}{6}$ und $4{,}0\cdot\frac{\beta}{6}$ oder C zwischen $0{,}75\cdot\frac{\beta}{6}$ und $12\cdot\frac{\beta}{6}$. Dabei soll β nacheinander eingeführt werden mit $\beta = 3{,}0$; $\beta = 3{,}6$; $\beta = 4{,}0$.

	$C = 0{,}75\cdot\frac{\beta}{6}$	$C = 3{,}0\cdot\frac{\beta}{6}$	$C = 12{,}0\cdot\frac{\beta}{6}$
$\beta = 3{,}0$	$M' = -0{,}353\,\mathfrak{M}$	$M' = -0{,}547\,\mathfrak{M}$	$M' = -0{,}632\,\mathfrak{M}$
	7,5 %	2,9 %	0,8 %
$\beta = 3{,}6$	$M' = -0{,}382\,\mathfrak{M}$	$M' = -0{,}563\,\mathfrak{M}$	$M' = -0{,}637\,\mathfrak{M}$
	4,5 %	1,4 %	0,5 %
$\beta = 4{,}0$	$M' = -0{,}400\,\mathfrak{M}$	$M' = -0{,}571\,\mathfrak{M}$	$M' = -0{,}640\,\mathfrak{M}$

Durch vorstehende Zahlentafel ist der Nachweis erbracht, daß beim Grundbelastungsfall die Annahme der Momenten-Nullpunkte in den Viertelpunkten, d. h. von $\beta = 3{,}6$, praktisch durchaus einwandfreie Ergebnisse liefert. Im Bedarfsfalle kann übrigens die genauere Lage der Momenten-Nullpunkte aus der noch folgenden Gl. (7) ermittelt werden.

Nachdem durch Gl. (4) u. (5) die Einspannungsmomente des Riegels und die Momente der an die Knoten A und B unmittelbar anstoßenden Stäbe gefunden sind, sei noch kurz auf den weiteren Momentenverlauf eingegangen. Am abgewandten Ende D eines an den belasteten Riegel unmittelbar anstoßenden Stabes greife das Moment M_D an (Bild 3). Es steht mit den Momenten M_1, M_2, M_3 der an den Knoten D angrenzenden Stäbe s_1, J_1; s_2, J_2; s_3, J_3 im Gleichgewicht

$$-M_D = M_1 + M_2 + M_3$$

und verteilt sich in einfacher Weise auf Grund der Gleichheit der Knotendrehwinkel auf die Stäbe s_1, s_2, s_3

$$M_1 = -M_D\cdot\frac{c_1}{c_1 + c_2 + c_3},\quad \text{wo}\quad c_1 = \frac{J_1}{J_l''}\cdot\frac{l''}{s_1}\cdot\frac{\beta_1}{6}$$

$$M_2 = -M_D\cdot\frac{c_2}{c_1 + c_2 + c_3},\quad \text{„}\quad c_2 = \frac{J_2}{J_l''}\cdot\frac{l''}{s_2}\cdot\frac{\beta_2}{6}$$

$$M_3 = -M_D\cdot\frac{c_3}{c_1 + c_2 + c_3},\quad \text{„}\quad c_3 = \frac{J_3}{J_l''}\cdot\frac{l''}{s_3}\cdot\frac{\beta_3}{6}.$$

Die Momenten-Nullpunkte der Stäbe s können wieder in den Viertelspunkten angenommen werden. Es sei noch bemerkt, daß der Nenner 6 in vorstehenden Steifigkeitsziffern c wegen des Gleichklanges mit den Ziffern c der Gl. (2) eingefügt ist. Er hebt sich beim Gebrauch wieder heraus. Das Gleiche gilt für die Steifigkeitsziffern c der nachfolgenden Gl. (7).

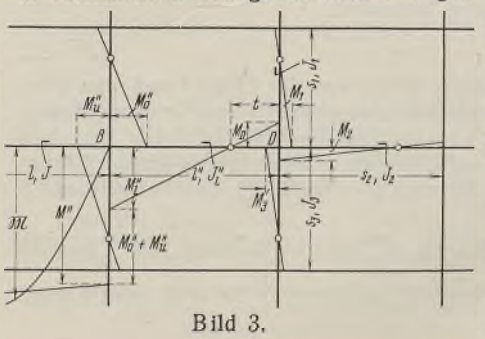


Bild 3.

Es besteht keine Schwierigkeit, den Verlauf der Momente noch weiter zu verfolgen. Doch liegt hierzu praktisch keine Veranlassung vor. Wie beim einfachen durchlaufenden

Balken der Einfluß eines belasteten Feldes in um so stärkerem Maße abnimmt, je weiter die Felder von der Belastung entfernt sind, in noch weit höherem Maße (etwa im Quadrat) macht sich dieser Umstand beim Stockwerkrahmen geltend. Nimmt man z. B. an, daß das Steifigkeitsmaß c der angrenzenden Stäbe gleich groß sei, dann betragen die Momente (Bild 3)

zunächst am Riegellager A oder B $M_o = M_u = M_l = -\frac{M'}{3}$;

am abgewandten Stabende D $M_D = +\frac{1}{3}\cdot\frac{M'}{3} = +\frac{M'}{9}$

und in den an D anschließenden Stäben nur noch

$$M_1 = M_2 = M_3 = -\frac{M'}{3\cdot 9} = -\frac{M'}{27};$$

d. h. also nur noch etwa 3,5% des Einspannungsmoments M'. Hieraus ersieht man, daß es praktisch vollkommen ausreicht, nur die Momente in den an die Knoten A und B unmittelbar angrenzenden Stäben zu berücksichtigen. Tut man dies, dann werden bei gleichzeitiger Belastung mehrerer aneinander grenzender Riegel die Einspannungsmomente ein wenig zu groß und die Feldmomente ein wenig zu klein erhalten. Aber auch diese praktisch an sich belanglose Ungenauigkeit wird noch durch den folgenden Umstand ausgeglichen. Voraussetzung bei der bisher durchgeführten Untersuchung war ein auf die ganze Stablänge durchgehendes gleich großes Trägheitsmoment J. Die Stäbe besitzen indessen eine gewisse Breite. Innerhalb der Knotenlänge (besonders bei Anordnung von Vouten oder Schrägen) wird das J sehr groß gegenüber dem Feld $= J$. Dies bedeutet ein höheres Einspannungs- und ein kleineres Feldmoment, wodurch die Vernachlässigung des Einflusses der weiter entfernten Felder wieder gutgemacht wird.

Die Annahme der Momenten-Nullpunkte in den Viertelpunkten der an den belasteten Riegel angrenzenden Stäbe läßt sich noch in folgender Weise nachprüfen, im Bedarfsfalle berichtigen. Aus den Bedingungen des Momentengleichgewichts um den Knoten D (Bild 3) und der Gleichheit der Knotendrehwinkel erhält man

$$-M_D = M_1 + M_2 + M_3$$

$$-M_D = (c_1 + c_2 + c_3)\frac{M_D \cdot 6}{\beta_l''}$$

$$\beta_l'' = -(c_1 + c_2 + c_3)\,6,$$

womit sich unter Benutzung von Gl. (6) die Lage des Momenten-Nullpunktes im Stabe l'' ergibt zu

$$t = \frac{l''}{3 + \frac{1}{c_1 + c_2 + c_3}}, \tag{7}$$

wo

$$c_1 = \frac{J_1}{J_l''}\cdot\frac{l''}{s_1}\cdot\frac{\beta_1}{6}$$

$$c_2 = \frac{J_2}{J_l''}\cdot\frac{l''}{s_2}\cdot\frac{\beta_2}{6}$$

$$c_3 = \frac{J_3}{J_l''}\cdot\frac{l''}{s_3}\cdot\frac{\beta_3}{6}.$$

Nimmt man beispielsweise sämtliche Stablängen und alle Trägheitsmomente gleich groß an und setzt einmal $\beta_1 = \beta_2 = \beta_3 = 3$ (gelenkiger Stabanschluß), ein zweites Mal $\beta_1 = \beta_2 = \beta_3 = 3{,}6$ (unvollkommene Einspannung), das dritte Mal $\beta_1 = \beta_2 = \beta_3 = 4{,}0$ (volle Einspannung der Stabenden), dann erhält man für

$$\beta_1 = \beta_2 = \beta_3 = 3{,}0 \qquad t = \frac{h}{3{,}667}$$

$$= 3{,}6 \qquad t = \frac{h}{3{,}555}$$

$$= 4{,}0 \qquad t = \frac{h}{3{,}500},$$

also kaum voneinander abweichende Ergebnisse. Schließen an den Knoten D nur zwei Stäbe s oder gar nur ein Stab s an, dann sind für nicht vorhandene Stäbe deren Werte c in Gl. (7) gleich Null zu setzen.

Durch vorstehende Untersuchung ist das für den Grundbelastungsfall in Bild 1 dargestellte Momentenbild hinreichend klargestellt. Mit ihm gestaltet sich die Berechnung des Stockwerkrahmens sehr einfach. Zunächst bestimmt man die $\mathfrak{M}$-Linien aller Riegelfelder, errechnet für die einzelnen Grundbelastungsfälle die Einspannungsmomente mit Gl. (4) und die Momente für die anderen Stäbe mit Gl. (5). Diese Werte werden aufgetragen, wie dies in Bild 4a u. 4b geschehen ist, wo nur aus anschaulichen Gründen eine Aufteilung der Belastung in der Weise vorgenommen ist, daß abwechselnd ein Feld belastet und das andere unbelastet ist. Die beiden Momentenbilder 4a u. 4b sind alsdann in Bild 4c vereinigt, womit sich die endgültige Momentengestalt eines vollständigen Stockwerkriegels ergibt. Die gestrichelten Schlußlinien in Bild 4c verbinden die Einspannungsmomente der Grundbelastungsfälle, die ausgezogenen Schlußlinien dagegen die endgültigen Einspannungsmomente unter Berücksichtigung des Einflusses der Nachbarfelder.

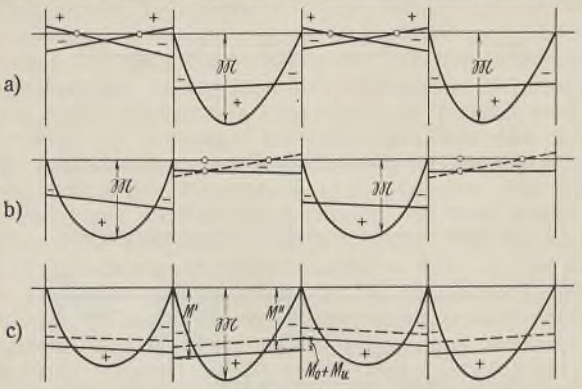


Bild 4a bis c.

In dieser Weise können die Riegel aller Geschosse einzeln und unabhängig voneinander behandelt werden. Denn nachgewiesenermaßen beeinflussen sich (der Höhe nach) benachbarte Stockwerkriegel nur in untergeordnetem Maße. Es gelten somit für den Riegel bei veränderlicher Belastung die Regeln des durchlaufenden Balkens ohne Rücksicht auf die Laststellung in darunter- oder darüberliegenden Geschossen mit folgender Ausnahme. Für das Einspannungsmoment des Riegels in der Randsäule erhält man den Größtwert bei einer Laststellung nach Bild 5. Es wird an der linken Randsäule $\max M' = \max M_o' + \max M_u'$ oder an der rechten Randsäule $\max M'' = \max M_o'' + \max M_u''$.

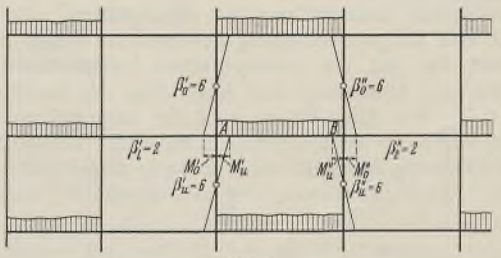


Bild 5.

Bei ständiger Belastung haben die Pfostenmomente M_o, M_u aus zwei aneinander grenzenden Feldbelastungen entgegengesetztes Vorzeichen und sind voneinander abzuziehen. Für veränderliche Belastung gilt Bild 5 als ungünstigste Belastungsweise, wo nebeneinander gelegene Riegelfelder abwechselnd be- und entlastet, die übereinander gelegenen Felder dagegen sämtlich belastet sind. Dabei rückt in den Pfosten der Momenten-Nullpunkt nach der Stabmitte hin ($\beta_o = \beta_u = 6$), während die unbelasteten Riegel ein annähernd gleich großes Moment haben ($\beta_l = 2$). Mit diesen β sind die Einspannungsmomente M', M'' aus Gl. (4) zu bestimmen, alsdann die Pfostenmomente aus Gl. (5). Bei sonst gleichen Verhältnissen werden die Pfostenmomente $\max M_o$, $\max M_u$ infolge veränderlicher Belastung um etwa $^1/_3$ größer als beim Grundbelastungsfall. Die größten Pfostenmomente $\max M_o$, $\max M_u$ sind von verschiedenen Vorzeichen, je nachdem die Riegelbelastung rechts oder links der betrachteten Säule angesetzt wird.

In den Randsäulen werden die Größtwerte von Moment M und Längskraft N bei der gleichen Laststellung (Bild 5) erhalten. In den Mittelsäulen dagegen werden $\max M$ und $\max N$ durch verschiedene Laststellungen bedingt. Gleichzeitig können die beiden Größtwerte nicht auftreten. Deshalb ist hier der Spannungsnachweis für beide Möglichkeiten anzustellen.

In Bild 6 sind noch einige Sonderfälle dargestellt, wie sie bei jedem Stockwerkrahmen vorkommen. Handelt es sich um den obersten Riegel, dann fallen die Glieder c_o', c_o'' fort; sie sind in den allgemeinen Gl. (4), (5) gleich Null zu setzen. Beim untersten Stock sind die Pfosten in der Regel am Fuße fest eingespannt oder gelenkig befestigt; im ersten Falle gilt für diese Stäbe $\beta_u = 4$, im zweiten Falle $\beta_u = 3$. Sollten aus irgendwelchen Gründen einzelne Stäbe am abgewandten Ende gelenkig angeschlossen sein, dann ist bei ihnen $\beta = 3$ zu setzen. In den Randfeldern ist links $c_l' = 0$, rechts $c_l'' = 0$, sofern Randpfosten vorhanden sind; hier ist also $C' = c_o' + c_u'$; $C'' = c_o'' + c_u''$. Sind dagegen keine Randpfosten vorhanden (freies Auflager der Randriegel), dann wird $C = c_o + c_u + c_l = 0$, womit das Einspannungsmoment am Rande verschwindet.

Das vorstehend beschriebene allgemeine Verfahren kann in jedem Falle durchgeführt werden. In vielen häufig vorkommenden Sonderfällen

(z. B. gleichmäßige Belastung bei gleichen oder annähernd gleichen Stützweiten, für Pilzdecken . . .) lassen sich für die größten Feld-, Einspannungs- und Pfostenmomente kurze geschlossene Formeln herleiten.

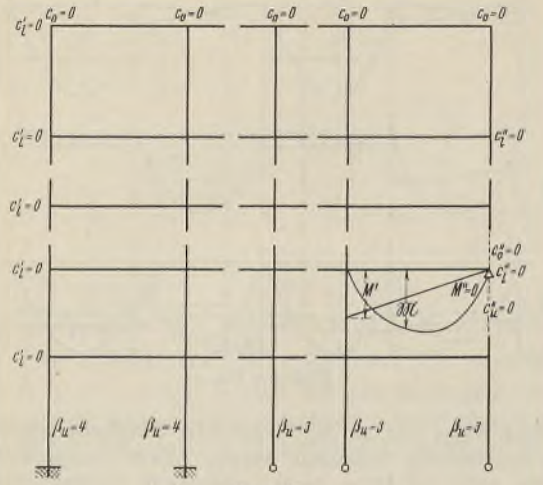


Bild 6.

Wünscht man mit Einflußlinien zu arbeiten, dann sind die Gl. (4) nach Einführung der entsprechenden Ausdrücke $\mathfrak{M}'$, $\mathfrak{M}''$ mit den zugehörigen ξ, ζ in Abhängigkeit von der Lastlage der Kraft $P = 1$ entsprechend umzuformen.

II.

Die vorstehende Untersuchung ist durchgeführt unter der Voraussetzung, daß eine Längsverschiebung benachbarter Riegel nicht in Frage komme. Dies tritt ein bei symmetrischen Verhältnissen sowohl der Belastung wie der Anordnung und Ausbildung der Anschlußstäbe (d. h. wenn $C' = C''$). In solchen Fällen sind die aufgestellten Formeln und angegebenen Verfahren ohne weiteres zutreffend. Wie groß der Einfluß der Längsverschiebung sonst ist, wann und wie dieser Einfluß im Bedarfsfalle berücksichtigt werden kann, wird nachstehend erörtert.

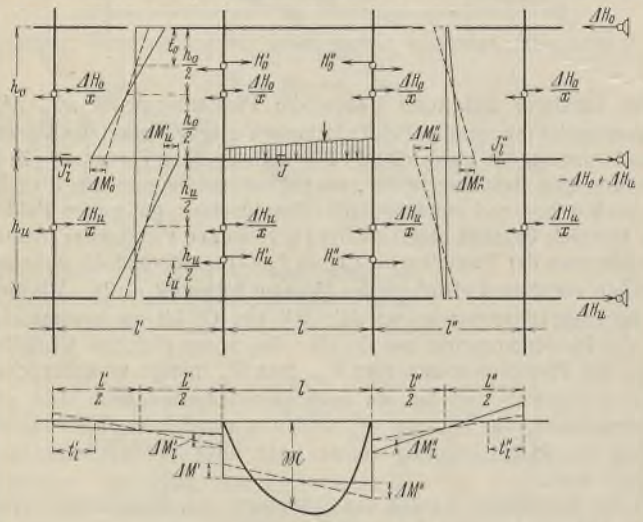


Bild 7.

Die Annahme einer nicht auftretbaren Längsverschiebung der Riegel wird erfüllt durch Anordnung fester Gelenklager in Riegelhöhe zur Aufnahme waagerechter Kräfte (Bild 7). Derartige Bauwerke kommen übrigens nicht selten vor. Die von diesen Gelenken aufzunehmenden Kräfte sind durch die im Abschnitt I durchgeführte Untersuchung bekannt. Sie betragen im oberen Riegel $\Delta H_o = H_o'' - H_o' = (M_o'' - M_o') : (h_o - t_o)$; im unteren Riegel $\Delta H_u = H_u'' - H_u' = (M_u'' - M_u') : (h_u - t_u)$; im mittleren Riegel $-\Delta H_o + \Delta H_u$. Denkt man sich nun die Lager fortgenommen, dann steht das Bauwerk frei, und die Lagerkräfte ΔH wirken als äußere Angriffskräfte auf den Stockwerkrahmen. Die Wirkung dieser Kräfte ΔH stellt also den Einfluß der Riegel-Längsverschiebung dar. Es kommt darauf an, die Wirkungsweise der in Riegelhöhe angreifenden waagerechten Kräfte ΔH klarzustellen.

Im Gegensatz zu der Knotendrehung als Hauptwirkung kann der Einfluß der Riegel-Längsverschiebung als Nebenwirkung angesprochen werden. Es ist daher zulässig und angebracht, die Nebenwirkung mit Näherungsverfahren zu erfassen. Danach können beim Angriff der waagerechten Kräfte ΔH die Momenten-Nullpunkte in den Pfosten in halber Höhe angenommen werden (oder bei Vorhandensein von Gelenken, wie z. B. an den Füßen, in diesen). Weiter kann man die äußere Querkraft ΔH des Rahmenträgers auf die einzelnen Pfosten ausreichend genau nach dem Verhältnis der Pfosten-Trägheitsmomente J_v verteilen. Es entfällt somit auf einen Pfosten eine Querkraft $\frac{\Delta H}{x} = \Delta H \frac{J_v}{\Sigma J_v}$. Mit diesen beiden Annahmen über Lage der Momenten-Nullpunkte und über die Verteilung von ΔH auf die einzelnen Pfosten sind die zusätzlichen Momente in den Stäben sofort gegeben.

Auf der stärker belasteten Seite (in Bild 7 auf der rechten Seite, wo $H'' > H'$ angenommen) findet eine Abminderung, auf der schwächer belasteten Seite eine Erhöhung der ursprünglichen Pfostenmomente um ΔM_o, ΔM_u statt. Sie beträgt

$$\Delta M_o' = \frac{\Delta H_o}{x} \cdot \frac{h_o}{2}; \qquad \Delta M_o'' = -\frac{\Delta H_o}{x} \cdot \frac{h_o}{2}$$

$$\Delta M_u' = \frac{\Delta H_u}{x} \cdot \frac{h_u}{2}; \qquad \Delta M_u'' = -\frac{\Delta H_u}{x} \cdot \frac{h_u}{2}.$$

Die Momentenänderung beim Riegel bewegt sich in der gleichen Richtung wie bei den Pfosten. Das Moment $(\Delta M_o + \Delta M_u)$ der beiden an einen Knoten anstoßenden Pfosten verteilt sich auf die zugehörigen beiden Riegelstäbe l und l' bzw. l und l'' im Verhältnis von deren Steifigkeitsziffern c. Mit $c_l' = \frac{J_l'}{J} \cdot \frac{l}{l'}$, $c_l'' = \frac{J_l''}{J} \cdot \frac{l}{l''}$ entfällt auf den belasteten Stab l

am linken Lager A der Anteil $(\Delta M_o' + \Delta M_u') \frac{1}{1 + c_l'} = \Delta M'$,

am rechten Lager B der Anteil $-(\Delta M_o'' + \Delta M_u'') \frac{1}{1 + c_l''} = \Delta M''$,

während die Anschlußstäbe l' und l'' erhalten:

der linke Anschlußstab l' den Anteil

$$-(\Delta M_o' + \Delta M_u') \frac{c_l'}{1 + c_l'} = \Delta M_l',$$

der rechte Anschlußstab l'' den Anteil

$$(\Delta M_o'' + \Delta M_u'') \frac{c_l''}{1 + c_l''} = \Delta M_l''.$$

In vorliegendem Falle, wo $H' < H''$ angenommen, wird durch die Kräfte ΔH das Einspannungsmoment M' des belasteten Riegels am linken Knoten größer, das Einspannungsmoment M'' am rechten Knoten kleiner, während das Moment in Feldmitte sich kaum ändert. Das Moment M_l' am linken Anschlußstab l' wird kleiner, das Moment M_l'' am rechten Anschlußstab l'' wird größer. In Bild 7 sind die ursprünglichen Schlußlinien gestrichelt, die endgültigen Schlußlinien sind ausgezogen. Damit ist der Einfluß der Riegel-Längsverschiebung klargestellt.

Die Riegel-Längsverschiebung wird durch die Kräfte ΔH hervorgerufen. Die Kraft ΔH als Anteil des Schubes H bringt das Verhältnis der Einflüsse von Riegel-Längsverschiebung zur Knotendrehung zum Ausdruck. Wie aus Proberechnungen in Grenzfällen hervorgeht, dürfte erst in sehr ungünstig gelagerten Fällen der Unsymmetrie die Kraft ΔH den Betrag von 0,50 H erreichen. Legt man diese Zahl zugrunde und nimmt man einen Dreifeld-Stockwerkrahmen mit vier Stützen gleicher Ausbildung (von gleichem J) an, dann beträgt der Anteil je Stütze $\frac{\Delta H}{x} = \frac{0{,}50\,H}{4} = \frac{H}{8}$. Das Zusatzmoment ΔM_o oder ΔM_u in den Pfosten erreicht somit unter Beachtung der verschiedenen Momenten-Nullpunktlagen für Grundbelastungsfall und für Zusatzkräfte ΔH etwa 8 bis 10 % des Grundmoments. Noch geringer ist das Zusatzmoment beim Riegel. Weil das Pfostenmoment im allgemeinen nur einen Bruchteil des Riegel-Einspannungsmoments ausmacht, dürfte das Zusatzmoment beim Riegel den Betrag von 5 % des Grundmoments kaum überschreiten. Diese Zahlen gelten für den Dreifeld-Stockwerkrahmen. Vom Dreifeld-Stockwerkrahmen ab ist es zulässig, den Einfluß der Riegel-Längsverschiebung ganz zu vernachlässigen. Beim Zweifeld-Stockwerkrahmen kann man diesen Einfluß in der oben angegebenen Weise berücksichtigen, während für den zweistieligen Stockwerkrahmen gute einfache Berechnungsverfahren unter scharfer Erfassung beider Einflüsse zur Verfügung stehen.

Alle Rechte vorbehalten.

Ein beachtenswerter Stahlskelett-Großbau.

Von Dipl.-Ing. **Spatny**, Mannheim/Rhein.

In den letzten Jahren ist auch im wirtschaftlich gesegneten Land Württemberg das Bedürfnis nach neuen Groß- und Größtbauten spärlicher geworden, obwohl hier die Entwicklung und die neuzeitliche Gestaltung der weitverzweigten und vielseitigen Industrie noch lange nicht zum Abschluß gekommen sind. Wer Stuttgart kennt, weiß auch, was in der Nachkriegszeit in dieser „Metropole Südwestdeutschlands" gerade in dieser Beziehung geschaffen wurde und welche Monumentalbauten in dieser Stadt entstanden sind, ganz abgesehen von den gewaltigen Industrieneubauten in den übrigen württembergischen Handelsgebieten. Um so mehr ist es zu begrüßen, daß aus den Kreisen der bedeutenden württembergischen Rohleder-Industrie heraus die Regierung der nationalen Erhebung in ihrem groß angelegten Arbeitsbeschaffungsprogramm durch den Neubau einer gewaltigen Fabrikanlage im Jahre 1933/34 nach Kräften unterstützt wurde.

Allgemeines und Forderungen der Bauherrschaft.

Die Werksanlage, deren Aufbau und Konstruktionseinzelheiten im nachstehenden mitgeteilt werden, umfaßt bis heute eine geräumige dreischiffige Halle und einen damit zusammenhängenden fünfgeschossigen Fabrikhochbau (Bild 1). Die Angliederung eines weiteren zweistöckigen Fabrikbaues an die Halle ist für spätere Zeiten vorgesehen.

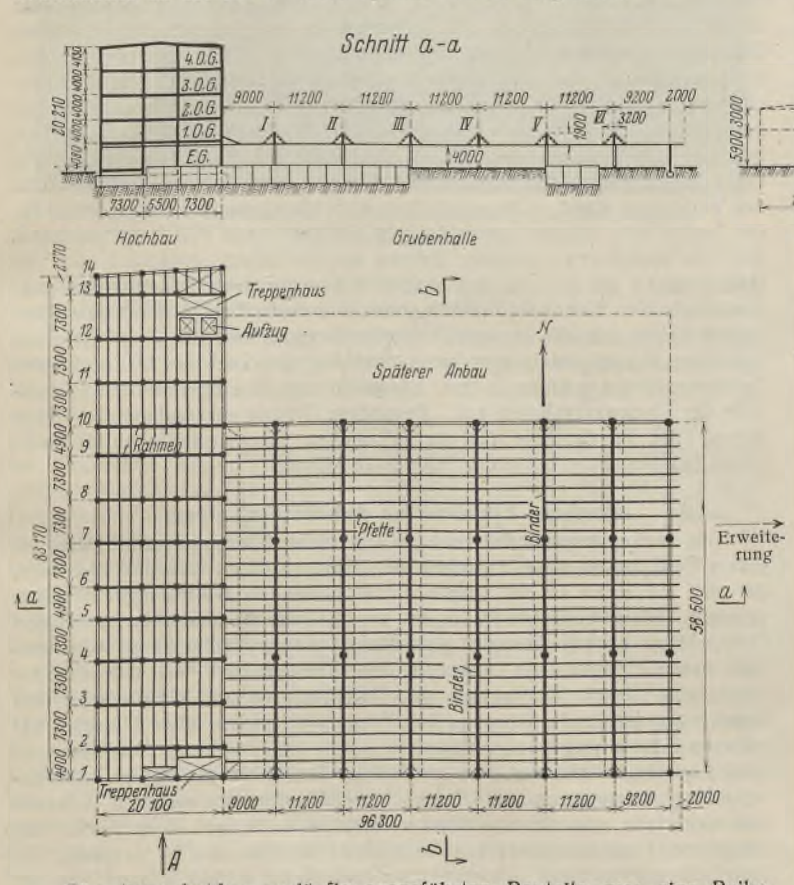


Bild 1. Gesamtanlage.

Bild 2. Hallendachbinder.

Für diese beiden vorläufig ausgeführten Bauteile war eine Reihe von Forderungen und Wünschen der Bauherrschaft bei der Entwurfsbearbeitung richtunggebend.

Die Halle, die vor allem zur Unterbringung und Überdachung der Ledergerbgruben dient, muß in erster Linie in wärmetechnischer Beziehung einwandfrei die Erhaltung einer im Sommer wie im Winter gleichmäßigen Temperatur gewährleisten. Schwitzwasserbildung muß unter allen Umständen vermieden werden. Bezüglich der Tageslichtbeleuchtung wurde verlangt, daß der ganze Raum von einer gleichmäßigen, matten Helligkeit erfüllt ist, daß also direkte Sonnenbestrahlung nicht auftritt. Die Lüftung muß ausreichend sein, ohne die Temperaturverhältnisse wesentlich zu beeinflussen. Staubbildung muß weitestgehend verhindert werden. Weiterhin waren zur flotten Abwicklung des Gerbprozesses und zum raschen Transport der Gerbprodukte Laufbahnen für elektrisch betriebene, leichte Einschienenkatzen mit Hängekörben vorzusehen. Im Zusammenhang damit waren akustische Wünsche der Bauherrschaft bezüglich geringer Geräuschbildung zu berücksichtigen. Ferner sollte die Halle natürlich auch in architektonischer Hinsicht befriedigen und vor allem übersichtlich sein. Viele Zwischenstützen waren daher tunlichst zu vermeiden.

Der Hochbau, der im Erdgeschoß mit der Grubenhalle in unmittelbarer Verbindung stehen sollte und wie jene Ledergerbgruben aufzunehmen hat, in dem ferner in den oberen vier Stockwerken Fabrikations-, Lager- und Trockenräume untergebracht werden sollen, hat im allgemeinen keinen so strengen Anforderungen wie die Halle zu genügen. Jedoch wurde seitens der Bauherrschaft neben den allgemeinen Grundsätzen, die in architektonischer, betrieblicher und hygienischer Beziehung bei der Errichtung eines neuzeitlichen Fabrikbaues zu beachten sind, ganz besonderer Wert auf unbedingte Erschütterungsfreiheit und damit auf zuverlässige Ausschaltung vorzeitiger Rißbildung im Bauwerk gelegt. Diese Forderung erfährt ihre Begründung in der Tatsache, daß im 1. Stock schwere Maschinen zur Aufstellung kommen, die beim Betrieb Stöße beträchtlicher Größe auslösen. Da diese Maschinen, die bei der Bedienung eine gute Beleuchtung erheischen, möglichst nahe an den Außenlängswänden aufgestellt werden sollen, ist die stützenlose Raumgestaltung, die bei nicht zu großen Bauwerksabmessungen selbstverständlich heute das gegebene darstellt, nicht unbedingt gefordert worden, zumal im Gegenteil zum Transport der Waren ein längs durchlaufender Mittelgang der Bauherrschaft keineswegs unerwünscht war. Besondere Sorgfalt mußte auf restlose Vermeidung der Staubbildung verwendet werden, auch sollte die Hellhörigkeit des Bauwerks in mäßigen normalen Grenzen bleiben.

Bei den geplanten Abmessungen des Hochbaues waren mindestens zwei voneinander völlig unabhängige Treppenhäuser, ferner zwei Lastaufzüge und sanitäre Anlagen, sowie Garderobenräume in genügender Zahl vorzusehen. Da die Beschaffenheit des Baugrundes manches zu wünschen übrig ließ und obendrein der Grundwasserstand reichlich hoch angetroffen wurde, war der Gründung besondere Beachtung zu schenken.

Planung und wirtschaftliche Erwägungen.

Auf Grund dieser umfangreichen, dem entwerfenden Ingenieur-Architekten gestellten Bedingungen war es von vornherein klar, daß für die Grubenhalle nur Stahl der einzig mögliche Baustoff ist, da die von der Bauherrschaft verlangte Anordnung von Katzlaufbahnträgern einen Betonbau sowieso ausschloß und da eben nur bei Verwendung von Stahl die weiter unten näher beschriebene, sowohl in architektonischer Hinsicht als auch im Hinblick auf die verschiedenartigen Wünsche der Bauherrschaft durchaus befriedigende Lösung möglich ist.

Anders beim Hochbau! Da die Bauherrschaft die Anordnung von höchstens zwei Mittelstützen nicht als störend empfand, war selbstverständlich der Eisenbeton-Skelettbau ein äußerst scharfer Wettbewerber, und eingehende Kostenvergleichsberechnungen ergaben ein Plus zugunsten des Eisenbetons. Wenn seitens der Bauherrschaft dennoch dem Stahlskelett der Vorzug gegeben wurde, so lag das vor allem in der weit größeren Unempfindlichkeit dieses homogenen Baustoffs den erwähnten dynamischen Einflüssen gegenüber. Da zudem die Arbeiten an dieser Bauanlage erst im Herbst begonnen werden konnten und

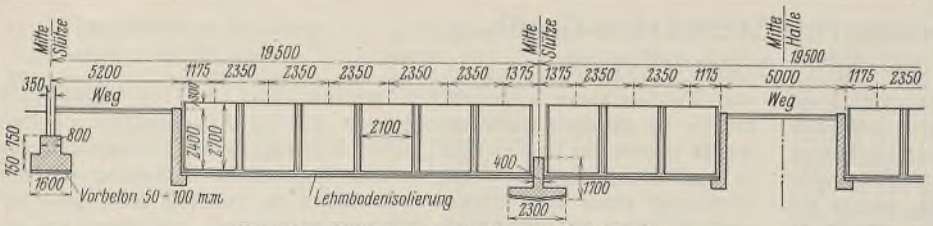


Bild 3. Hallenquerschnitt mit Gerbgruben.

während des Winters keine Unterbrechung erfahren durften, spielte die Unabhängigkeit der Stahlbauweise von Witterungsverhältnissen auch eine nicht unbedeutende Rolle. Auch der größere Nutzraumgewinn bei den weiter unten angeführten beträchtlichen Lasten veranlaßte die Bauherrschaft mit, sich für Stahl zu entscheiden.

Allgemeine Grundrißanordnung.

Alle diese erschöpfend durchdachten Vorarbeiten führten schließlich zu der Gesamtgrundrißgestaltung des Bildes 1, aus welcher alle wesentlichen Hauptabmessungen ersichtlich sind.

Im Norden schließt der Hochbau unter einem spitzen Winkel von rd. 86 Grad an einen viergeschossigen Altbau an, wobei die einzelnen Stockwerke über geringfügige Rampen durchgehend miteinander verbunden sind. Nördlich der Grubenhalle ist für spätere Zeiten der Anbau eines weiteren zweistöckigen Gebäudes mit 18 m Breite und 9,50 m Gesamthöhe auf die ganze vorhandene Hallenlänge geplant.

Haupttragwerke und Nebenglieder der Stahlkonstruktion.

Mit Rücksicht auf die Laufkatzenbahnen wurde eine Dachkonstruktion für die Hallen gewählt, die in ihrer Art wohl zu den besten Lösungen gezählt werden darf, da sie neben der ausgezeichneten architektonischen Wirkung die unauffällige Einfügung von Raupenoberlichtern bei statisch günstigen Bedingungen und somit großer Wirtschaftlichkeit gestattet.

Die Haupttragwerke des Hallendaches sind einwandige genietete Fachwerkbinder mit einfachem Strebenzug, die über drei gleiche Öffnungen von je 19,50 m Stützweite durchlaufen (Bild 1 u. 2). Von der in diesem Falle günstigeren statischen Lösung mit größerem Mittelfeld und kleineren Endfeldern wurde mit Rücksicht auf betriebliche Verhältnisse kein Gebrauch gemacht. Die Pfettenstränge, welche die Dachhaut und die Einschienenlaufkatzen zu tragen haben, sind an die Binderuntergurte angehängt und mit Schrägstäben in jedem Knotenpunkt mit dem Binderobergurt verbunden (Bild 1 u. 2). Diese schrägen Aufhängestäbe gewährleisten eine gute Absteifung des Knickgurtes und verringern die Pfettenstützweite nicht unerheblich, wodurch die großen, aber äußerst wirtschaftlichen Binderabstände von 11,20 m überhaupt erst ermöglicht wurden. Weiterhin können bei dieser Anordnung die Pfetten als durchlaufende Träger von Binder zu Binder betrachtet werden, was allzu große unwirtschaftliche Pfettenprofile ausschließt. An der östlichen Giebelseite der Halle kragen die Pfetten um 2 m über die Holzfachwerk-Giebelwand vor, um die spätere Verlängerungskonstruktion leicht und ohne Betriebsstörungen anfügen und die Pfetten wegen des entlastenden Kragmoments auch in diesem Feld als vollkontinuierliche Träger ansehen und dadurch mit dem gleichen unverstärkten Profil wie in den normalen Feldern ausführen zu können, was mit Rücksicht auf einen einwandfreien Lauf der Einschienenkatzen sehr erwünscht ist (Bild 1). Auf der Westseite sind die Pfetten — hier als reine Laufkatzträger — unter der Erdgeschoßdecke in den an die Grubenhalle anschließenden Hochbau hineingeführt, wo sie neben der Bedienung der im Hochbau-Erdgeschoß befindlichen Gruben auch den Transport des Gerbgutes von und zu den Altbauten der umfangreichen Fabrikanlage gestatten (Bild 1).

Über den einzelnen Bindern bauen sich die Raupenoberlichter, durch die Aufhängeschrägstäbe in ihrer Form bestimmt, auf. Im westlichen 9 m weiten Endfeld der Halle ist zur besseren Beleuchtung des Hochbau-Erdgeschosses ein Pultoberlicht vorgesehen.

Die beiden Außenstützenreihen in den Längswänden der Halle haben die Standsicherheit der gesamten Konstruktion zu gewährleisten. Die Innenstützen der Binder sind nur als Pendelstützen zu betrachten, da wegen der weiter unten beschriebenen Besonderheit der Gründung die Ausführung eines normalen Einspannfußes nicht erreicht werden konnte.

Die bereits erwähnten Stoß- und Vibrationserscheinungen schlossen für den Hochbau die Anwendung einer gewöhnlichen Träger- und Stützenkonstruktion von vornherein aus. Vielmehr entschied sich der Stahlkonstrukteur, nicht zuletzt aus wirtschaftlichen Gründen, zu genieteten Stockwerksteifrahmen mit eingespannten Stützenfüßen für die Haupttragwerke des Hochbaustahlskeletts, die wegen der verhältnismäßig hohen Nutzlasten dreifeldrig und normalerweise mit doppelwandigen Stützen und einwandigen, durch die Stützen hindurchgesteckten Riegeln — nur die beiden Giebelwandrahmen 1 und 14 sind elektrisch geschweißte, einwandige Tragwerke — ausgebildet sind (Bild 1). Der nördliche Giebelwandrahmen 14 mußte im Erdgeschoß mit Rücksicht auf den Anschluß an den Altbau und eine darin enthaltene Türöffnung eine etwas andere Stützenaufteilung mit fünf Stützen erhalten. Zwischen den Stockwerkrahmen spannen sich in üblicher Weise die Stahldeckenträger mit Stützweiten von 4,90 bzw. 7,30 m, die durch Kontinuitätslaschen an ihren Auflagern teilweise eingespannt miteinander verbunden sind. Die Anordnung von Wandträgern und den nötigen Auswechslungen für die beiden Treppenhäuser und die Aufzugschächte ist selbstverständlich und bietet nichts Neues.

Gründung der Halle und des Hochbaues.

Die Gründung der Stahlkonstruktion mußte im Hinblick auf die schlechten Baugrundverhältnisse und die wenigstens beim Hochbau anfallenden großen Lasten mit ganz besonderer Sorgfalt durchgeführt werden. Der Baugrund, der hauptsächlich aus sandigem Lehm besteht und stellenweise mit Kiesschichten durchsetzt ist, bietet Stützensenkungen wegen eines hohen Grundwassergehalts keinen allzu großen Widerstand. Da andererseits die Bauherrschaft von ihrer, durch fabrikationstechnische Erwägungen bedingten Grubeneinteilung nicht abweichen konnte, mußten die Mittelfundamente der Grubenhalle als pilzförmige Eisenbeton-Einzelfundamente ausgebildet werden, deren stark bewehrte Grundplatte dicht unter der Grubensohle breit auslädt und bei normalem Grundwasserstand über dessen Spiegel liegt (Bild 3). Die Unterfläche der Grundplatte ist nach innen satteldachförmig geneigt, um bei auftreibendem Grundwasser ein seitliches Abweichen desselben zu erreichen. Der ebenfalls bewehrte Schaft des Pilzfundaments ragt teilweise in den äußerst zugestandenen Grubenzwischenraum von 40 cm hinein. Aus dieser geringen Breite erklärt sich auch die bereits angedeutete Unmöglichkeit der Mittelstützeneinspannung. Die äußeren Hallenfundamente zur Aufnahme der eingespannten Außenstützen wurden als gewöhnliche Stufenfundamente mit geringer Bewehrung hergestellt, da durch die an den Längswänden der Halle entlangführenden 5 m breiten Wege reichliche Konstruktionshöhe zur Verfügung stand. Die nördlichen Außenfundamente wurden ferner für die Lasten des späteren zweistöckigen Anbaues nach Bild 1 mitbemessen. Um die Senkungen einzelner Stützen auszuschalten, entschloß sich die Bauherrschaft auf Anraten des Stahlbauingenieurs beim Hochbau zu quer durchlaufenden Eisenbetonfundamenten, die denselben pilzförmigen Querschnitt haben wie die inneren Hallenfundamente und die ebenfalls unter normalen Verhältnissen grundwasserfrei liegen. Die hier 60 cm breiten Fundamentstege nehmen in ihrer Längsrichtung die eingespannten Stützenfüße der Stockwerkrahmen auf. Besondere Gründe veranlaßten die Tieferlegung der Fundamente für die nördlichen Stockwerkrahmen 11 bis 14 unter Zuhilfenahme hölzerner Spundwände.

Bauliche Einzelheiten der Gesamtanlage.

Die Hallenlängswände sind 35 cm dicke Kiesbetonwände und in jedem Feld in der Mitte zwischen den Bindern durch einen Windpfosten, der sich auf einen an der Traufe entlanglaufenden I-Windriegel abstützt, versteift. Von Sockelvorsprüngen wurde gemäß modernen baulichen Grundsätzen überall Abstand genommen. Die südliche Längswand enthält keine Fenster, um während der Wintermonate bei tiefstehender Sonne eine direkte Bestrahlung des Halleninneren und die dadurch notwendig werdende Ausführung der Fenster in Milch- oder Klarglas der höheren Kosten wegen zu vermeiden. Die nördliche Längswand dagegen erhielt große Holzfenster, die mit Hilfe der Hallenoberlichter eine annehmbare Beleuchtung der Erdgeschoß-Südseite des späteren Anbaues von der Halle aus sicher stellen sollen, da auch nach dem Anbau die Längswand bestehen bleibt. Die östliche Giebelwand ist vorläufig als Holzfachwerkwand mit Schwemmsteinausfachung erstellt worden, um sie bei einer späteren Hallenverlängerung leicht abbrechen und wieder verwenden zu können. Die Gliederung dieser Fachwerkwand bietet nichts Neues.

Die eigentlichen, zwischen den Raupenoberlichtern liegenden Dachhautstreifen sind wärmetechnisch sehr gut durchgebildet. Auf den Pfettenoberflanschen liegen 50 cm breite und 85 mm dicke, bewehrte Bimsbetonstegplatten mit längs durchlaufenden Hohlräumen auf, die zur Erhöhung der Wärmeisolierung und Vermeidung von Schwitzwasserbildung einen 3,5 cm dicken Heraklithbelag tragen. Ein 10 mm dicker Holzzementglattstrich mit aufgeklebtem, 0,3 mm starkem Kupferblech bildet den Abschluß der soliden Dacheindeckung (Bild 4). Über den Hallenbindern sind die kittlosen Raupenoberlichter, System „Wema", die nach allen vier Seiten abgewalmt sind, aufgebaut, wobei ihr Anschluß an die Dachdecke durch eine keilförmige Bimsbetonzarge zweckentsprechend aus-

Bild 4. Hallendach mit Oberlicht.

gebildet wurde, wie Bild 4 ferner zeigt. Um ein Entweichen der Warmluft durch die Oberlichter zu vermeiden und um auch die wärmetechnisch weniger befriedigenden Glasflächen der Oberlichter für die Wärmehaltung günstig zu beeinflussen, wurde in Binderuntergurtebene auf die ganze Breite der Oberlichter eine zweite Glasabdeckung als Mattglasstaubdecke eingebaut. Der dadurch im Oberlicht selbst entstehende abgeschlossene Raum mit ruhender Luftschicht ist für die Isolation natürlich sehr wertvoll. Nebenbei sei erwähnt, daß die Binderkonstruktion als solche den Lichteinfall nicht im mindesten beeinträchtigt, daß durch die Oberlichter bei einer Gesamtbreite von 3,60 m vielmehr eine ruhige, gleichmäßige Helligkeit in der Halle erzielt wird (Bild 5). Das am Hochbau anschließende und der Beleuchtung des östlichen Hochbau-Erdgeschosses dienende Pultoberlicht ist ebenfalls mit einer Glasstaubdecke versehen. Die eigentliche Dachfläche ist im normalen Binderfeld 7,60 m breit.

Bild 5. Grubenhalle. Innenansicht mit Katzbahnträgern und Glasstaubdecken.

Sämtliche Zwischendecken des Hochbaues sind, wie im neuzeitlichen Industriehochbau üblich, Massivdecken.

Da im 1. Stock die bereits erwähnten, stoßweise arbeitenden, schweren Maschinen zur Aufstellung kommen, wurde die Erdgeschoßdecke als 12 cm starke Eisenbetonplatte zwischen Stahldeckenträgern von 1,83 m gegenseitigem Abstand bei kassettierter Untersicht ausgeführt (Bild 6). Die Unterflächen erhielten lediglich einen satten Zementmilchanstrich. Der Fußbodenbelag besteht aus einer 2 cm dicken Holzzementschicht, die auf einen ebenso dicken Magerbetonglattstrich aufgetragen wurde.

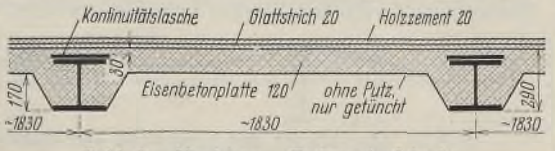


Bild 6. Hochbau. Erdgeschoßdecke.

Die von der Grubenhalle hereinlaufenden Katzträger wurden zur Vermeidung einer zusätzlichen Biegungsbeanspruchung der Erdgeschoß-Rahmenriegel nur an den Deckenträgersträngen der Stützenreihen aufgehängt. Die Decken über dem 1., 2. und 3. Obergeschoß wurden als Eisenbeton-Rippendecken (sogenannte Hohlstegdecken) zwischen Stahlträgern mit 3,74 bzw. 2,75 m gegenseitigem Abstand — die Deckenträgerstränge teilen jedes Rahmenfeld in zwei Hälften — ausgeführt. Da die drei obersten Stockwerke des Hochbaues nur zu Lager- und Trockenzwecken bestimmt sind, konnten hier größere Deckenträgerteilungen gewählt werden. An die Zugeisenbewehrung der einzelnen Betonrippen wurden hölzerne Planlatten gehängt, die an einer 24 mm starken Lattung den Rohrputz tragen. Diese Massivdeckenkonstruktion hat bei größter Tragfähigkeit, hervorragender Steifheit und ausgezeichneter Wärme- und Schallisolation den besonderen Vorzug der nicht durch teure und schwere Deckenhohlkörper erreichten völlig glatten Deckenuntersicht. Durch die Ungebundenheit in

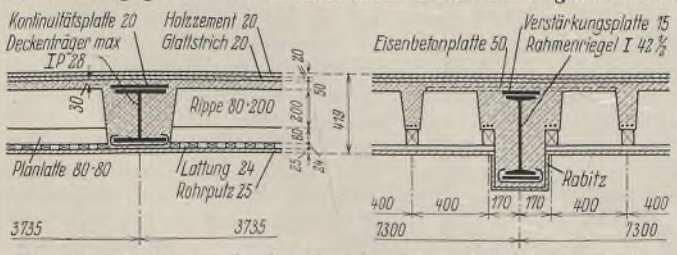


Bild 7. Hochbau. Decke über dem 1. und 2. Obergeschoß.

der Planlattenhöhe paßt sich diese Deckenkonstruktion ohne Materialvergeudung auch jeder Deckenträgerausbildung in der Höhe an. Der Fußbodenbelag besteht auch hier wieder aus 2 cm Holzzement auf 2 cm Magerbetonglattstrich (Bild 7).

Die aus 6 mm starkem Welleternit (Asbestzementschiefer) auf Holzpfetten bestehende Dachhaut des Hochbaues wird von gewöhnlichen Holzbindern getragen, die mit 2,43 m Abstand auf Stahldeckenträgern von derselben Teilung, wie vorstehend angegeben, aufgesetzt sind. Der räumliche Abschluß des Dachgeschosses wurde durch eine isolierende Staubdeckenkonstruktion erzielt, die aus 3,5 cm Heraklith auf Holzlatten mit untergenagelter, 24 mm starker gespundeter Schalung besteht und an die Deckenträger angehängt ist. Diese äußerst leichte Dachausbildung gewährleistet einen vorzüglichen Schutz gegen alle Witterungseinflüsse (Bild 8).

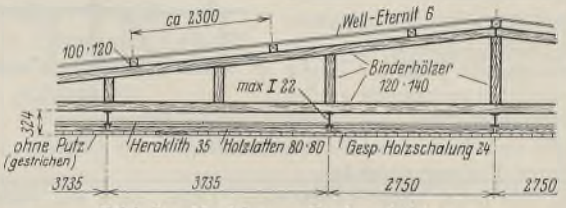


Bild 8. Hochbau. Dachausbildung.

Da an der Baustelle geeigneter Kies in genügender Menge zur Verfügung stand, wurden auch sämtliche Wände des Hochbaues in Beton hergestellt. Die Fensterbrüstungen der beiden Langfronten sind 25 cm stark und von Oberkante Rohfußboden ab 1 m hoch und werden stockwerkweise durch Wandträger aus Stahl abgefangen. Die durchgehenden Lichtbänder der zwei Längsfassaden reichen jeweils von der Brüstung bis hart unter die einzelnen Decken, was bei einer durchschnittlichen Stockwerkhöhe von 4 m und einer mittleren Deckenstärke von 40 cm einer Fensterhöhe von 2,60 m entspricht. Die Lichtbänder sind in Holz mit doppelter Verglasung ausgeführt.

Die vordere Giebelwand im Stockwerkrahmen 1 wurde 40 cm stark betoniert und weist im Erdgeschoß zwei seitliche, in den übrigen Stockwerken je ein Mittelfenster auf (Bild 9). Dieser Giebelwand, die auch leicht bewehrt ist, fällt eine besondere statische Funktion zu, von der weiter unten gesprochen werden soll und aus der sich die große Stärke erklärt, die außerdem auch durch die Stahlkonstruktion des Rahmens 1, der natürlich in der Wand verschwinden mußte, bedingt war.

Um die Einheitlichkeit der augenfälligen Brüstungsbänder zu wahren und um dem Beschauer die Neigung des Daches, die bei der strengen waagerechten und senkrechten Linienführung des Hochbaues stören mußte, zu verbergen, wurde auf das Dach eine ringsum laufende, etwa 1,40 m hohe Brüstung ebenfalls aus Kiesbeton aufgesetzt.

Wie an der Halle sind auch beim Hochbau die äußeren Fassaden völlig glatt. Das Bild 9 läßt deutlich die eindrucksvolle, harmonische Schlichtheit neuzeitlicher Zweck-Architektur in ihrer ganzen Schönheit erkennen.

Mit Ausnahme der Treppenhäuser und Aufzugsschächte, sowie der sanitären Anlagen, die teils gemauerte Leichtsteinwände, teils Beton-

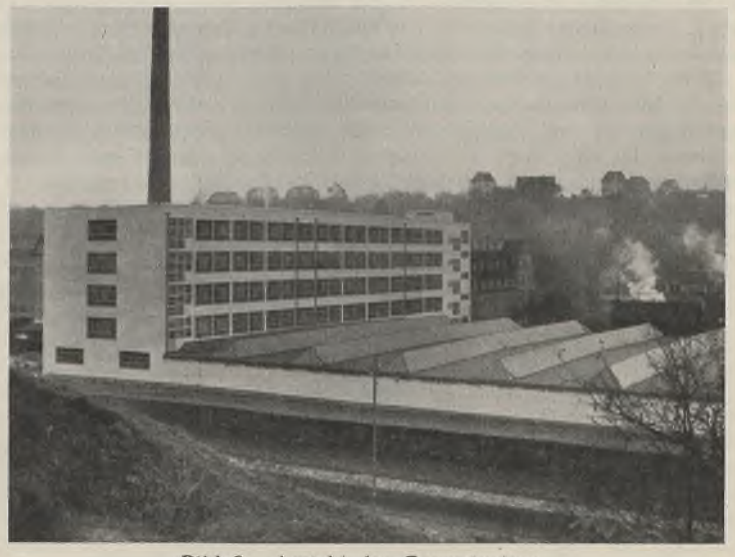


Bild 9. Ansicht der Gesamtanlage.

wandungen besitzen, sind Zwischenwände nicht vorhanden. Die zweiarmigen Treppenläufe sind in den einzelnen Stockwerkdecken durch Stahlträger unterstützt, wogegen die Treppenläufe, Geländer und Podeste nur in Beton hergestellt wurden. Zwischen den Rahmen 12 und 13 sind zwei elektrische Lastaufzüge mit je 2500 kg Tragkraft vorgesehen. Selbstverständlich besitzt auch jedes Stockwerk seine eigenen Abortanlagen, Wasch- und Garderobenräume. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Talsperren ganz aus Stahl.

Von Ing. **W. Jerichow** (VDI).

Die Ilseder Hütte, Abt. Peiner Walzwerk, hat in Anlehnung an ihre Breitflanschträger eine Spundwandform herausgebracht, deren Spundwandbohlen aus dünnwandigen Breitflanschträgern mit an den Flanschenden angewalzten Dreiecksleisten bestehen. Durch die beiderseitig klauenartig ausgebildeten Verbindungsschlösser werden die einzelnen Bohlen zu einer dichten Wand zusammengeschlossen (Bild 1). Diese Spundwandbohlen besitzen die großen Festigkeitseigenschaften der Breitflanschträger und haben bereits im Brückenbau als Unterbau am Land und im Strom Eingang gefunden.

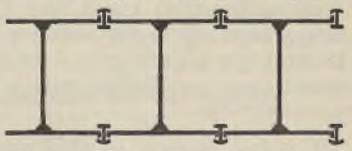


Bild 1. Querschnitt der Sperrwand aus Peiner Kastenspundwandbohlen.

Es lag nun nahe, diese vorteilhaften Träger auch auf anderen Baugebieten anzuwenden. Talsperren in Stahl sind in Deutschland so gut wie unbekannt. In Amerika sind bereits solche Sperren kleineren Umfangs ausgeführt; der deutsche Stahlbau-Ingenieur hat sich aber bislang wenig mit dieser Frage beschäftigt.

Bei uns sind Talsperren bisher als Erddämme, besonders aber als Schwergewichtsmauern oder Pfeilerstaumauern ganz in Beton ausgeführt worden. Die Schwergewichtsmauern widerstehen dem seitlichen Wasserdruck durch ihre große Schwere, wurden aber in ihren Ausmaßen zu wuchtig und erforderten hohe Baukosten. Daher wurden neuere Talsperren teilweise in Rippenbauweise auf breiter Grundlage ausgeführt, die den Schwergewichtsmauern durch geringeren Stoffverbrauch, kürzere Bauzeit und geringere Kosten überlegen sind. Da der Stahl diese Vorzüge in gesteigertem Maße besitzt, ist es ingenieurmäßig nur natürlich, ihn dem Gebiete des Talsperrenbaues nutzbar zu machen. Wo auch immer der Stahl zur Anwendung kommt, ist er der raumsparende Träger gewaltiger Lasten; wo schwierige Bauaufgaben mit anderen Baustoffen nicht durchführbar sind, sind mit Stahl als Baustoff wegen seiner Tragkraft, Formbarkeit und Anpassungsfähigkeit an örtliche Verhältnisse stets gute und wirtschaftliche Lösungen möglich.

Zudem wird heute ein nahezu rostbeständiger Stahl hergestellt, der bei Bauten unter Wasser die früher gefürchtete Zerstörung auf ein Mindestmaß beschränkt.

Die Vorarbeiten für die Wasserwirtschaft des Thüringer Waldes sind vom Zivilingenieur Dr.-Ing. Hermann Reineke in Wutha in Angriff genommen, auf dessen Anregung u. a. die Ausbildung einer Sperrmauer in Stahl unter Verwendung der Peiner Kastenspundwand erwogen wurde. Demzufolge hat die Ilseder Hütte, Peine, im Verein mit der Stahlbaufirma Hermann Rüter, Langenhagen-Hannover, den Entwurf einer Talsperre ganz in Stahl aufgestellt. Die Hauptabmessungen dieser Sperre gibt Bild 2 wieder.

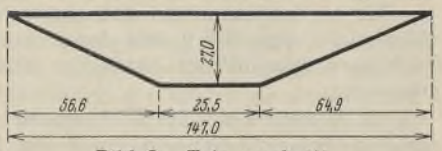


Bild 2. Talquerschnitt.

Als eigentliche Sperrwand dienen die oben beschriebenen Peiner Spundbohlen. An der Sperrsohle ruht die Wand auf einer Betonschwelle. Der Grundablaß und das Entnahmerohr können in Verbindung mit der Betonschwelle oder dem tieferliegenden Sporn der Sperre ausgebildet werden, während der Hochwasserüberfall zweckmäßig als Hangentlaster anzulegen ist.

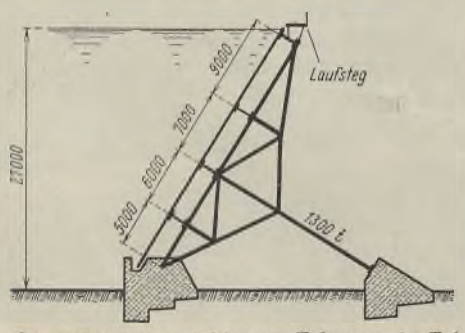


Bild 3. Querschnitt der stählernen Talsperre in Talmitte.

Bis zur Höhe der Betonschwelle reicht der Wasserspiegel, wenn noch der sogenannte eiserne Bestand an Wasser in der Sperre vorhanden ist. Dann besteht auch die Möglichkeit, auf der Wasserseite an der gesamten Stahlkonstruktion etwaige Unterhaltungsarbeiten auszuführen, wie sie bei sonstigen Sperrwänden ebenfalls nötig und üblich sind.

Die Wand ist bis oben hin ihrer Tragkraft entsprechend in sich vergrößernden Abständen durch Querträger unterstützt, die wieder auf Hauptträgern gelagert sind (Bild 3). Für die Hauptträger war der Entwurf in genieteter und geschweißter Bauweise ausgearbeitet.

Während Erddämme, Schwergewichtsmauern oder Betonsperren als Rippenbauten gänzlich an Ort und Stelle aufgeführt und die Arbeiten bei Frost unterbrochen werden müssen, vollziehen sich die Vorgänge beim Stahl im Hüttenwerk, im Walzwerk und in der Stahlbauanstalt. Nur der Zusammenbau wird in kurzer Zeit auf der Baustelle vorgenommen. Der Zusammenbau bei diesem Entwurf war so geplant, daß erst das gesamte Tragwerk mit einem oben laufenden Drehkran vorgetrieben wird (Bild 4); anschließend verlegt der Kran dann rückläufig die eigentliche Sperrwand. Das Ausgießen der durch die Spundwandträger gebildeten Hohlräume mit Beton oder einem anderen Füllmittel, das aber nicht zur Standfestigkeit der Wand nötig ist, und das Überziehen der Wasserseite mit einem Anstrich schließen die Bauarbeiten ab.

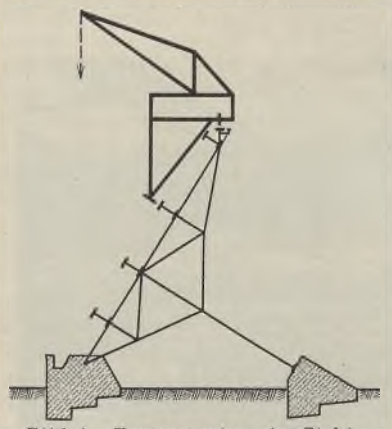


Bild 4. Zusammenbau der Stahlkonstruktion mit oben laufendem Drehkran.

Sperrmauern durchqueren das Tal gewölbeartig; denn der Natur des Steins entsprechend können der Mauer nur Druckkräfte zugewiesen werden. Durch die Bogenform wird angestrebt, dem Bauwerk eine erhöhte Sicherheit zu geben und Rissebildungen vorzubeugen, die durch Längsbewegungen bei Wärmeunterschieden auftreten würden. Die Stahlsperrwand dagegen kreuzt das Tal geradlinig und wird infolgedessen kürzer. Ihre Längenänderung durch Wärmeunterschiede ist allerdings größer als die einer Mauer. Diese Bewegungen können jedoch an den Talufern oder an beliebigen Zwischenpunkten durch besondere abdichtende Bewegungsfugen aufgenommen werden. Nicht unerwähnt soll bleiben, daß die Längsbewegungen noch dadurch unwirksam gemacht werden können, daß an Stelle der geschlossenen Wand aus Spundbohlen Buckel- oder Tonnenbleche zwischen Trägern verwendet werden (Bild 5).

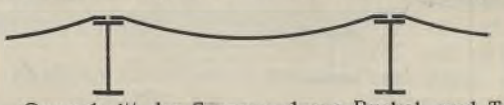


Bild 5. Querschnitt der Sperrwand aus Buckel- und Tonnenblechen in hängender Form.

Als nicht zu verkennender Vorzug des Stahlbaues ist noch hervorzuheben, daß bei Zerstörung durch Sprengung, die auch bei Mauern eintreten könnte, eine Wiederherstellung von der Jahreszeit unabhängig in kurzer Frist ausgeführt werden kann. Die Amerikaner benutzten für ihre Sperrwände Bleche, die in Gewölbeform auf Druck beansprucht werden (Bild 6). Diese würden gegenüber den von uns bevorzugten, auf Zug

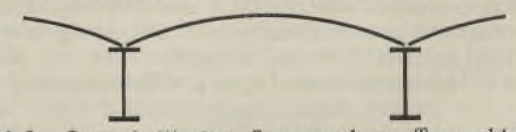


Bild 6. Querschnitt einer Sperrwand aus Tonnenblechen in Gewölbeform, wie sie in Amerika ausgeführt ist.

beanspruchten Muldenblechen bei örtlichem Überdruck, mit dem der Wasserdruck gleiche Richtung hat, leicht ausknicken, und die zerstörende Wirkung ist dann umfangreicher als bei umgekehrter Lage. Tritt die Sprengwirkung an der Luftseite auf, so übt das Wasser immerhin einen mildernden Gegendruck aus. Die Sperrwand aus Peiner Spundbohlen dürfte aber nicht nur diesen beiden Stahlblechwänden, sondern vielleicht auch jeder anderen Bauweise überhaupt an Festigkeit gegen Stöße und etwaige Bombensprengwirkung überlegen sein.

Der Entwurf der beschriebenen Talsperre ist nicht zur Ausführung gewählt, trotzdem er ermöglicht hätte, Baukosten zu sparen und erheblich kürzere Bauzeit zu gewährleisten als eine steinerne oder Betontalsperre. Durch den Entwurf ist aber erneut bewiesen, daß der Stahlbau sehr geeignet ist, den wichtigsten volkswirtschaftlichen Zwecken zu dienen.

INHALT: Vereinfachte Berechnung von Stockwerkrahmen. — Ein beachtenswerter Stahlskelett-Großbau. — Talsperren ganz aus Stahl.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 9.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Schriftleitung:
Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernsprecher: C 1 Steinplatz 0011
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernsprecher: Breslau 421 61

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

8. Jahrgang | BERLIN, 27. September 1935 | Heft 20

Alle Rechte vorbehalten.

Neue Vorschriften für geschweißte, vollwandige Eisenbahnbrücken.

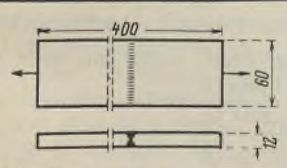
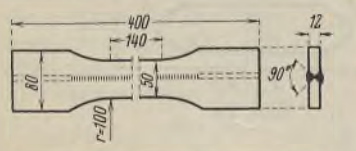
Von Dr.-Ing. **Kommerell**, Direktor bei der Reichsbahn im Reichsbahn-Zentralamt für Bau- und Betriebstechnik in Berlin.

Wie bereits in Bautechn. 1935, S. 427 u. f., angekündigt, wurden die neuen Vorschriften in Friedrichshafen a. B. am 6. und 7. August von einem 25köpfigen Ausschuß wieder unter dem Vorsitz von Reichsbahndirektor Geh. Baurat Dr.-Ing. ehr. Schaper abschließend beraten. Im folgenden sollen nun die wichtigsten Beschlüsse kurz mitgeteilt werden:

1. Die Vorschriften für geschweißte stählerne Eisenbahnbrücken sollen nicht als Normenblatt, sondern als Reichsbahnvorschriften herauskommen. Die Aufstellung eines Normenblattes allgemein für Brücken, das dann auch die Straßenbrücken umfassen würde, soll der weiteren Entwicklung überlassen bleiben.

2. Es dürfen nur geprüfte und den Schweißdrahtlieferbedingungen der Deutschen Reichsbahn und den folgenden zusätzlichen Anforderungen entsprechende Schweißdrähte verwendet werden:

Mit den Schweißdrähten müssen sich Stumpfnahtverbindungen herstellen lassen, die, in den Pulsatormaschinen geprüft, bei $2 \cdot 10^6$ Lastwechseln folgende Ursprungsfestigkeiten auf Zug σ_U ergeben (abgeleitet nach der Wöhlerlinie).

1	2	3
Bezeichnung	St 37	St 52
 unbearbeitet	kg/mm² $\sigma_U = 14$	kg/mm² $\sigma_U = 15$
bearbeitet	$\sigma_U = 17$	$\sigma_U = 18$
 unbearbeitet	$\sigma_U = 17$	$\sigma_U = 18$

Die Versuche sind mit einer unteren Spannung $\sigma_u = 1$ kg/mm² durchzuführen. Die obere Spannung σ_o muß dann um 1 kg/mm² höher sein als die Ursprungsfestigkeiten σ_U der obigen Tabelle. Die Pulsatorversuche sollen im allgemeinen mit bis zu $2 \cdot 10^6$ Lastwechseln durchgeführt werden. Schweißdrähte werden nicht beanstandet, wenn die verlangten σ_U-Werte sich bei nur $1{,}8 \cdot 10^6$ Lastwechseln ergeben.

Im allgemeinen sollen die Pulsatorversuche nur bei der Abnahme der Schweißdrähte vorgenommen werden. Doch soll die Bauleitung die Möglichkeit haben, bei wichtigen Bauwerken sich von der Güte der angelieferten Schweißdrähte und den zu erwartenden Gütewerten der fertigen Bauteile durch Pulsatorversuche ein Bild zu machen. (Die Herstellung der hierzu erforderlichen Proben wird nicht besonders vergütet. Dagegen übernimmt die Reichsbahn die Kosten der Pulsatorversuche selbst.) Es genügt eben oft nicht, nur zu wissen, daß mit einer bestimmten Schweißdrahtmarke die verlangten Ursprungsfestigkeiten erreicht werden können, vielmehr muß es bei besonders wichtigen Nähten möglich sein, auch Dauerfestigkeitsversuche mit den für die Brücke angelieferten Werkstoffen ausführen zu lassen.

Die Dauerfestigkeitsversuche in Pulsatormaschinen wurden bei Brücken als zusätzliche Forderung vorgeschrieben, damit die hohen Ursprungsfestigkeiten erreicht werden, welche die Grundlage für die hohen zulässigen Spannungen bilden. Es wird notwendig sein, daß insbesondere bei St 52 jedes Werk die jeweils geeignetste Schweißdrahtmarke entwickelt, dies kann nur im engsten Zusammenarbeiten der Stahlwerke mit den Schweißdrahtlieferwerken unter Beteiligung der Stahlbauanstalten geschehen. Da die Reichsbahn beim Bau von Brücken nur mit den Stahlbauanstalten in einem bestimmten Vertragsverhältnis steht, so kann sie keinen unmittelbaren Einfluß auf die Schweißdrahtlieferwerke ausüben, muß es vielmehr den Stahlbauanstalten überlassen, hierin das Nötige zu veranlassen.

Es war vorgeschlagen worden, auch eine Bruchdehnung von 15 % beim statischen Versuch vorzuschreiben; um aber die Entwicklung der Schweißdrähte nicht einzuengen, soll die Bruchdehnung nicht als Abnahmebedingung vorgeschrieben werden, doch soll sie zu Studienzwecken jeweils bei stumpf geschweißten, unbearbeiteten Längsproben festgestellt werden.

3. Die Linien der tatsächlichen (nicht gedachten) zulässigen Spannungen $\sigma_{D\,zul}$ wurden unter Berücksichtigung neuerer, nach der Goslarer Sitzung vorgenommener Versuche zum Teil etwas geändert und, wie aus den Bildern 1 u. 2 hervorgeht, festgelegt (Spannungshäuschen).

Die wichtigsten Grundlagen der neuen Vorschriften sind die Spannungshäuschen (Bild 1 u. 2). Da die zulässigen Spannungen sich wirtschaftlich am meisten auswirken, so haben naturgemäß im Arbeitsausschuß die Erörterungen hierüber den breitesten Raum eingenommen. Es war unverkennbar, daß einzelne Vertreter des Stahlbaues bestrebt waren, namentlich mit Rücksicht auf den Wettbewerb mit der Eisenbetonbauweise, die zulässigen Spannungen möglichst hoch zu legen. Auf der anderen Seite konnten die hohen zulässigen Spannungen nur angenommen werden, wenn durch die Vorschriften die Gewähr gegeben schien, daß die später bei der Ausführung vorzunehmenden Dauerfestigkeitsversuche in Pulsatormaschinen (Stichproben) in Wirklichkeit die Voraussetzungen erfüllen, die den Spannungshäuschen zugrunde liegen, und wenn zu erwarten ist, daß die Ausführung der geschweißten Brücken eine tadellose sein wird. (Hohe Anforderungen an die Leistungsfähigkeit der zum Schweißen von Eisenbahnbrücken zuzulassenden Stahlbauanstalten.) Jedenfalls ist die Verantwortung einerseits des Arbeitsausschusses bei der Festsetzung der Spannungshäuschen, andererseits der Stahlbaufirmen bei der Ausführung geschweißter Brücken groß.

In einzelnen Fällen ist man über die im Kuratoriumsbericht abgeleiteten Dauerfestigkeitswerte noch hinausgegangen, wenn neuere Versuche bei den Materialprüfungsanstalten dies zulässig erscheinen ließen. Durch die Kuratoriumsversuche hat sich gezeigt, daß die Stumpfnähte wegen des günstigeren Kraftflusses den Kehlnähten bedeutend überlegen waren. Die Kuratoriumsversuche bezogen sich nur auf Zugstäbe, bei denen die Stäbe im Dauerversuch in der Regel bei *A* oder *B*, also beim Beginn der Kehlnähte (Querschnittsänderung) gerissen sind. ($\sigma_U = 8$ kg/mm² bei unbearbeiteten vollen Kehlnähten, Bild 2a.) Da es sich aber bei den Nähten zur Verbindung des Stegbleches mit der Gurtung entweder um durchgehende Kehlnähte oder um Stumpfnähte handelt, so wurden auf meine Veranlassung in Wittenberge und in der Mechanischen Versuchsanstalt des Reichsbahn-Zentralamts Dauerzugversuche in Pulsatormaschinen mit durchgehenden längsbeanspruchten Kehl- und Stumpfnähten gemäß den Bildern 2b u. 2c durchgeführt. Diese Versuche zeitigten das erwartete Ergebnis, daß nämlich solche durchgehenden Kehl- und Stumpfnähte mindestens ebenso hoch beansprucht werden dürfen wie Stumpfnähte senkrecht zur Kraftrichtung. Tatsächlich wurden Ursprungsfestigkeiten von $\sigma_U = 18$ kg/mm² ohne weiteres erreicht. (Zum Vergleich wurden entsprechend Bild 2b statt der durchlaufenden Kehlnähte auch unterbrochene geprüft, wobei die Ursprungsfestigkeit wegen der Kerbwirkung wesentlich abgesunken war.)

Aus den „Spannungshäuschen" geht hervor, daß die für die Querschnittsbemessung wichtige Linie 1 bei St 37 für geschweißte und ge-

nietete Brücken gleich ist (gleiche γ-Werte). Im schwellenden Bereich sind die $\sigma_{D\,zul}$-Linien mit Ausnahme der Linie IV bei St 52 überall unter 45° angenommen, d. h. die Schwingweite (= Unterschied der zulässigen Spannung $\sigma_{D\,zul}$ und der unteren Spannung σ_u) ist hier bis zur Erreichung der Höchstgrenze überall gleich groß, nämlich so groß, wie $\sigma_{U\,zul}$ angenommen (Ursprung).

Bei den einzelnen Linien ist angegeben, wenn eine besondere Bearbeitung der Nähe erforderlich ist und wie hoch dann die $\sigma_{D\,zul}$-Werte sein dürfen.

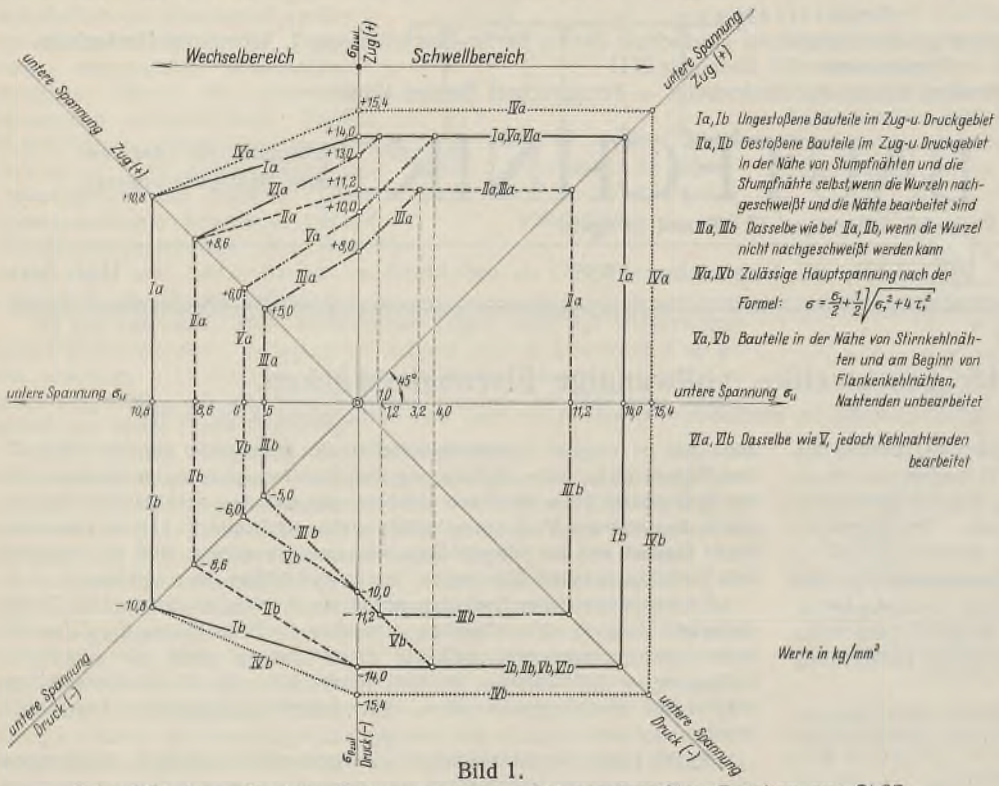


Bild 1.
Schaubild der zulässigen Spannungen $\sigma_{D\,zul}$ bei geschweißten Brücken aus St 37.

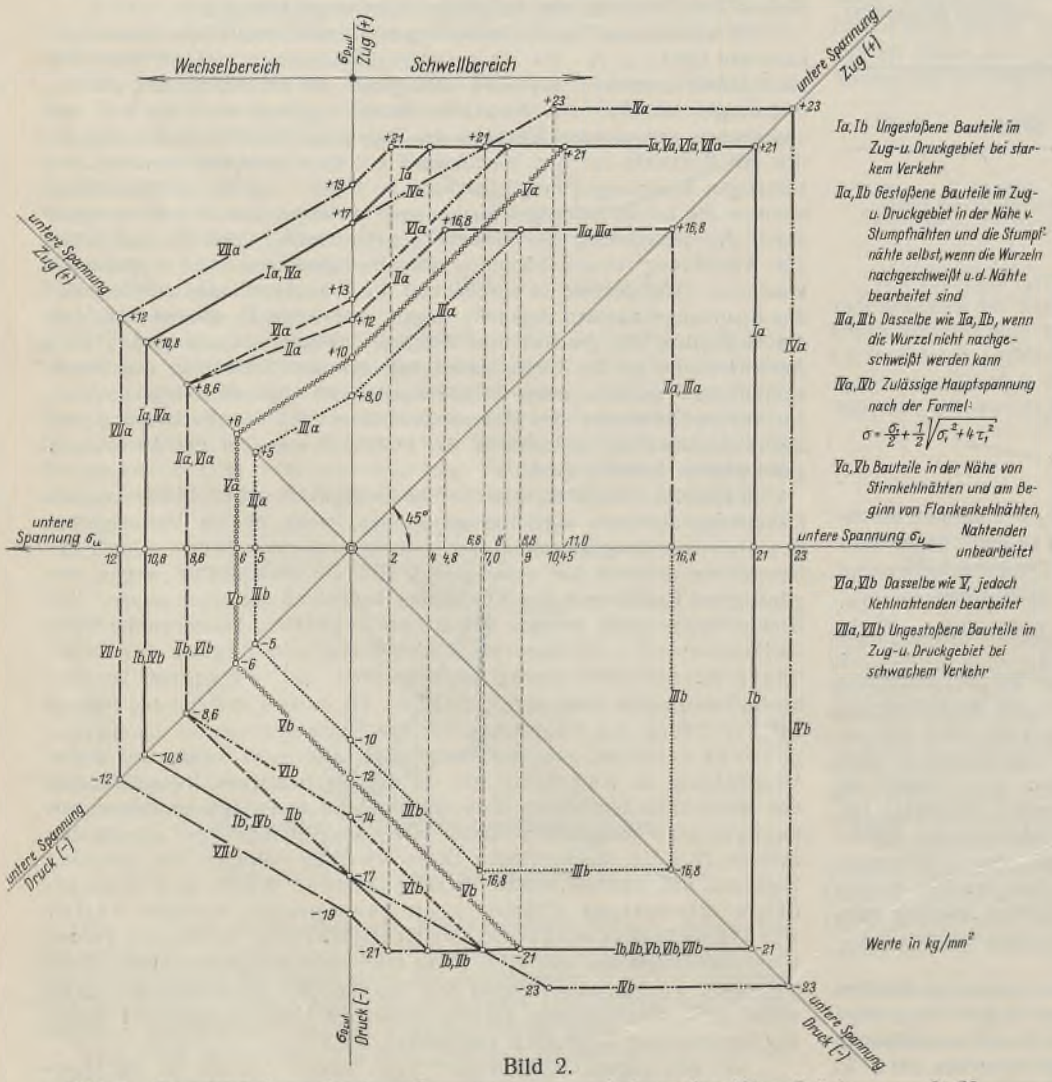


Bild 2.
Bild 2. Schaubild der zulässigen Spannungen $\sigma_{D\,zul}$ bei geschweißten Brücken aus St 52.

Die Linie IV für die Hauptspannung ist bei St 52 bis auf 23 kg/mm² bei einer unteren Spannung $\sigma_u = 10{,}45$ heraufgesetzt worden.

Bei Brücken aus St 52 ist für Brücken mit schwachem Verkehr (bis zu 25 Zügen am Tage auf jedem Gleis) ein neues Schaubild, die Linie VIIa, VIIb hinzugekommen.

Die aus den Bildern 1 u. 2 ersichtlichen $\sigma_{D\,zul}$-Werte bilden die Grundlage für das Berechnungsverfahren.

4. Wenn es nicht erforderlich wäre, die Schweißnahtverbindungen je nach der Art der Schweißnaht und ihrer Lage unterschiedlich zu behandeln, so könnten die Einflüsse wechselnder oder schwellender Belastung wie bei genieteten Brücken nach dem γ-Verfahren (BE § 36) berücksichtigt werden. Es wäre also

$$(1) \qquad \sigma = \gamma \cdot \frac{\max M_I}{W_n},$$

wobei γ derjenige den Einfluß einer wechselnden oder schwellenden Beanspruchung (Dauerbeanspruchung) berücksichtigende Beiwert ist, mit dem der zahlenmäßig größte Grenzwert der Biegemomente usw. aus ständiger Last und Verkehrslast (mit Stoßzahl φ) vervielfacht werden muß, damit die Bauteile wie solche behandelt werden können, die keine wechselnde oder schwellende Beanspruchung erhalten.

Die unterschiedliche Dauerfestigkeit der verschiedenen Schweißnahtverbindungen wird nun durch einen weiteren Beiwert α (Formzahl) berücksichtigt, der aus den „Spannungshäuschen" der Bilder 1 u. 2 abgeleitet ist und aus den Tafeln 2 u. 3 hervorgeht. Es muß sein:

$$(2) \qquad \sigma_I = \frac{\gamma \max M_I}{\alpha W_n} \leqq \sigma_{zul} \begin{pmatrix} 1400 \text{ bei St 37} \\ 2100 \quad \text{„ St 52} \end{pmatrix}.$$

Querkräfte sind sinngemäß mit $\frac{\gamma}{\alpha}$ vervielfacht in die Rechnung einzuführen, wobei an Stelle von $\frac{\min M_I}{\max M_I}$ der Wert $\frac{\min Q_I}{\max Q_I}$ tritt.

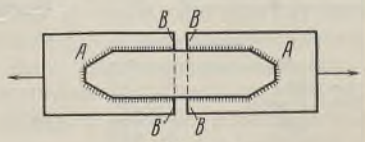


Bild 2a.

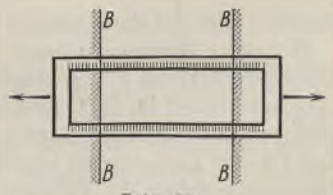


Bild 2b.

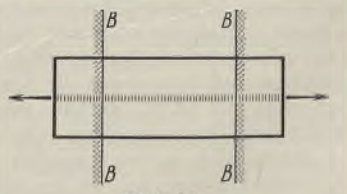


Bild 2c.

Die Methode mit den α-Werten (Formzahl α) hat, wie schon in Bautechn. 1935, S. 433, ausgeführt wurde, den großen Vorteil, daß alles auf denselben Maßstab bezogen wird, nämlich σ_{zul}.

5. Die γ-Werte wurden aus den „Spannungshäuschen" abgeleitet, und zwar für den Fall $\alpha = 1$, der z. B. vorliegt, wenn im Druckgurt eine Stumpfnaht bester Ausführung (Güte I) angeordnet wird. Die γ-Werte sind vom Verhältnis $\frac{\min M_I}{\max M_I}$ und von dem Vorzeichen von $\min M_I$ und $\max M_I$ abhängig.

Es ist aus (2) mit $\alpha = 1$

$$\gamma = \frac{\sigma_{zul}}{\frac{\max M_I}{W_n}} = \frac{\sigma_{zul}}{\sigma_{D\,zul}},$$

z. B. ergibt sich für den Sonderfall $\min M_I = -\max M_I$ aus dem Spannungshäuschen Bild 1, Linie Ia, bei geschweißten Brücken aus St 37

$$\sigma_{W\,zul} = \pm 10{,}8 \text{ kg/mm}^2,$$

also $$\gamma_{-1} = \frac{14}{10{,}8} = \sim 1{,}3 \text{ wie bei genieteten Brücken.}$$

Die neuen γ-Linien sind in den Bildern 3 u. 4 dargestellt.

Die γ-Werte sind für die Querschnittsermittlung maßgebend. Danach stimmt die γ-Linie bei geschweißten, vollwandigen Eisenbahnbrücken aus St 37 vollständig mit derjenigen für genietete Brücken überein. Bei Brücken aus St 52 ist der Verlauf etwas verschieden. Im schwellenden Bereich ist bei den geschweißten Brücken aus St 52 und starkem Verkehr (mehr als 25 Züge im Tag) $\gamma = 1$, wenn $\frac{\min M_I}{\max M_I} \geqq +0{,}19$ ist; bei schwachem Verkehr (bis zu 25 Zügen im Tag) ist bei solchen Brücken $\gamma = 1$, wenn $\frac{\min M_I}{\max M_I} \geqq +0{,}095$ ist.

Die γ-Werte sind entweder mit Hilfe der Formeln in Tafel 1 zu berechnen oder der Tafel 1 zu entnehmen. Diese Tafel tritt an Stelle der Tafel 17 der BE bei genieteten Brücken. Statt W_n ist W zu setzen, wenn nicht in einzelnen Fällen, wie z. B. an Stellen, an denen im Zuggurt Montagelöcher oder Nietanschlüsse angeordnet sind, ein Lochabzug berücksichtigt werden muß.

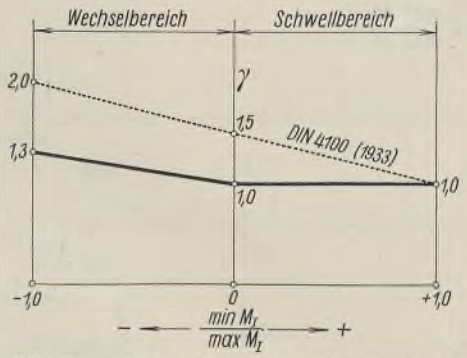


Bild 3. γ-Werte für geschweißte Brücken aus St 37.

Zwischenwerte von γ sind geradlinig einzuschalten. Es genügt, die γ-Werte mit zwei Dezimalen in die Rechnung einzuführen. (γ muß stets $\geqq 1$ sein.)

6. In ähnlicher Weise wie die γ-Werte wurden die α-Werte aus den Spannungshäuschen (Bild 1 u. 2) abgeleitet.

Aus der Formel (2) wird

$$\alpha = \frac{\gamma}{\sigma_{zul}} \cdot \frac{\max M_I}{W_n}.$$

Mit $\sigma_{D\,zul} = \frac{\max M_I}{W_n}$

($\sigma_{D\,zul}$ nach den Spannungshäuschen) wird

(3) $$\alpha = \frac{\gamma}{\sigma_{zul}} \cdot \sigma_{D\,zul}.$$

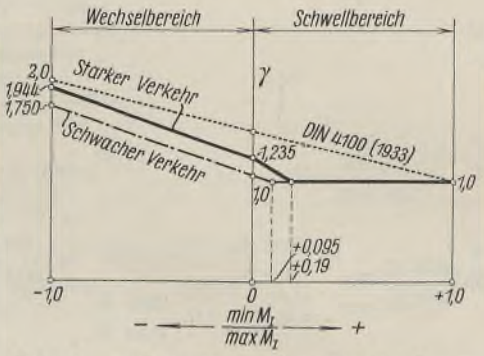


Bild 4. γ-Werte für geschweißte Brücken aus St 52.

Hiernach sind die α-Werte der Tafeln 2 u. 3 berechnet. Dies soll an einem Beispiel gezeigt werden:

Als Beispiel sollen die α-Werte für die Linie IIIa berechnet werden. Es handelt sich dabei um gestoßene Bauteile da, wo Stumpfnähte angeordnet sind, wenn ein Nachschweißen der Wurzel nicht möglich ist und wenn die größte Spannung Zug (+) ist (Tafel 2, Zeile 6). Nach dem Spannungshäuschen für St 37 (Bild 1) ist

für $\min M_I = -\max M_I$ $\quad \sigma_{D\,zul} = 5{,}0$ kg/mm²,

$\sigma_{zul} = 14$ kg/mm²,

also mit $\gamma_{-1} = 1{,}30$ aus Tafel 1

$$\alpha_{-1} = \frac{1{,}3 \cdot 5{,}0}{14} = \text{rd. } 0{,}46.$$

Für $\min M_I = 0$ ist $\sigma_{D\,zul} = 8{,}0$ kg/mm²,

$\gamma_0 = 1{,}00$, also

$$\alpha_0 = \frac{1 \cdot 8}{14} = 0{,}57.$$

Tafel 1. Beiwerte γ zur Berücksichtigung der Dauerbeanspruchung.

1	2	3	4
	St 37	St 52	
		starker Verkehr (mehr als 25 Züge im Tag)	schwacher Verkehr (bis zu 25 Zügen im Tag)
		Im Wechselbereich $\gamma = 1{,}235 - 0{,}709 \cdot \frac{\min M_I}{\max M_I}$	Im Wechselbereich $\gamma = 1{,}105 - 0{,}645 \cdot \frac{\min M_I}{\max M_I}$
		Im schwellenden Bereich $\gamma = 1{,}235 - 1{,}237 \cdot \frac{\min M_I}{\max M_I}$	Im schwellenden Bereich $\gamma = 1{,}105 - 1{,}102 \cdot \frac{\min M_I}{\max M_I}$
$\frac{\min M_I}{\max M_I}$	$\gamma = 1{,}0 - 0{,}3 \cdot \frac{\min M_I}{\max M_I}$	(gültig bis $\frac{\min M_I}{\max M_I} \leqq 0{,}19$)	(gültig bis $\frac{\min M_I}{\max M_I} \leqq 0{,}095$) (Anwendung nur mit Genehmigung der Hauptverwaltung)
$-1{,}0$	1,30	1,944	1,750
$-0{,}9$	1,27	1,873	1,686
$-0{,}8$	1,24	1,802	1,621
$-0{,}7$	1,21	1,731	1,557
$-0{,}6$	1,18	1,660	1,492
$-0{,}5$	1,15	1,590	1,428
$-0{,}4$	1,12	1,519	1,363
$-0{,}3$	1,09	1,448	1,299
$-0{,}2$	1,06	1,377	1,234
$-0{,}1$	1,03	1,306	1,170
0	1,00	1,235	1,105
$+0{,}095$	1,00		1,000
$+0{,}10$		1,111	
$+0{,}19$		1,000	
$+0{,}2$			
$+0{,}3$			
$+0{,}4$			
$+0{,}5$			1,00
$+0{,}6$		1,00	
$+0{,}7$			
$+0{,}8$			
$+0{,}9$			
$+1{,}0$			

Für $\min M_I$ mit $\sigma_u = 3{,}2$ kg/mm²,

$\max M_I$ mit $\sigma_o = 11{,}2$ kg/mm² wird

$$\frac{\min M_I}{\max M_I} = \frac{3{,}2}{11{,}2} = \sim 0{,}29 \text{ und } \sigma_{D\,zul} = 11{,}2 \text{ kg/mm}^2,$$

$\gamma_{0{,}29} = 1$, also

$$\alpha_{0{,}29} = \frac{1 \cdot 11{,}2}{14} = 0{,}80.$$

Für $\frac{\min M_I}{\max M_I} > 0{,}29$ ist $\sigma_{D\,zul} = 11{,}2$ kg/mm²,

$\gamma = 1$, also

$$\alpha_{>0{,}29} = 1 \cdot \frac{11{,}2}{14} = 0{,}80.$$

An Stelle der sich nach genauer Rechnung ergebenden leicht gekrümmten Linien für die α-Werte, die vom Verhältnis $\frac{\min M_I}{\max M_I}$ abhängig sind, ist mit ausreichender Genauigkeit ein geradliniger Verlauf zwischen den Grenzwerten angenommen, z. B. zwischen α_{-1} und α_0. Es ist also allgemein

$$\alpha = a + b \cdot \frac{\min M_I}{\max M_I}.$$

Im wechselnden Bereich muß mit $\min M_I = 0$ $\quad \alpha_0 = a = 0{,}57$ sein,

ferner mit $\frac{\min M_I}{\max M_I} = -1$ $\quad \alpha_{-1} = 0{,}46$, also

$0{,}46 = 0{,}57 + b(-1)$, also

$b = 0{,}11$, somit ist im Wechselbereich allgemein

(4) $$\alpha = 0{,}57 + 0{,}11 \cdot \frac{\min M_I}{\max M_I} \text{ (wie in Tafel 2 angegeben).}$$

Tafel 2. Beiwerte α bei St 37.

1	2		3	4	5	6
Lfd. Nr.	Bauteil und Nahtart		Art der Beanspruchung	α-Werte Wechselbereich	α-Werte Schwellender Bereich	Bemerkungen
1	Ungestoßen durchgehende Bauteile und Decklaschen*)		Zug	1,0	1,0	Schaubild Ia
2			Druck	1,0	1,0	Ib
3			Abscheren	0,8	0,8	*) s. Zeile 18
4	Gestoßene Bauteile, da wo Stumpfnähte angeordnet sind, wenn ein Nachschweißen der Wurzel	möglich ist	Größte Spannung Zug (+)	0,8	0,8	Schaubild IIa
5			Größte Spannung Druck (—)	$\alpha = 1 + 0{,}2 \cdot \frac{\min M_I}{\max M_I}$	1,0	IIb
6		nicht möglich ist	Größte Spannung Zug (+)	$\alpha = 0{,}57 + 0{,}11 \cdot \frac{\min M_I}{\max M_I}$	für $\frac{\min M_I}{\max M_I} \geqq 0 \leqq 0{,}29$ $\alpha = 0{,}57 + 0{,}79 \cdot \frac{\min M_I}{\max M_I}$; für $\frac{\min M_I}{\max M_I} \geqq 0{,}29$ $\alpha = 0{,}8$	IIIa
7			Größte Spannung Druck (—)	$\alpha = 0{,}71 + 0{,}25 \cdot \frac{\min M_I}{\max M_I}$	für $\frac{\min M_I}{\max M_I} \geqq 0 \leqq 0{,}11$ $\alpha = 0{,}71 + 0{,}82 \cdot \frac{\min M_I}{\max M_I}$; für $\frac{\min M_I}{\max M_I} \geqq 0{,}11$ $\alpha = 0{,}8$	IIIb
8	Durchlaufende Stumpf- oder Kehlnähte zur Verbindung des Stegblechs mit den Gurten		Hauptspannung $\sigma = \frac{1}{\alpha}\left[\frac{\sigma_I}{2} + \frac{1}{2}\sqrt{\sigma_I^2 + 4\tau_I^2}\right] \leqq \sigma_{zul}$	$\alpha = 1{,}1 + 0{,}1 \cdot \frac{\min M_I}{\max M_I}$	1,1	IVa IVb
9	Schweißnähte und Stegblech am Übergang zwischen Stegblech und Gurt		Abscheren $\tau_I' = \frac{\gamma \max Q_I S}{\alpha J t} \leqq \sigma_{zul}$	0,65	0,65	
10	Stumpfnaht am Stegblechstoß		Hauptspannung (Formel wie Zeile 8)	1,0	1,0	
11			Scherspannung $\tau_I' = \frac{\gamma \max Q_I x}{\alpha t h_s} \leqq \sigma_{zul}$	0,65	0,65	
12	Kehlnähte am biegefesten Anschluß eines Trägers		Hauptspannung $\sigma = \frac{1}{\alpha}\sqrt{\sigma_I^2 + \tau_I^2} \leqq \sigma_{zul}$	0,75	0,75	
13			Scherspannung $\tau_I' = \frac{\gamma \max A_I}{\alpha \Sigma (a l)} \leqq \sigma_{zul}$	0,65	0,65	
14 15	Bauteile in der Nähe von Stirnkehlnähten und an Stellen, an denen Flankenkehlnähte beginnen oder endigen. Kehlnähte selbst sind nach Zeile 19 zu berechnen	Stirnnähte und Flankenkehlnahtenden unbearbeitet	Größte Spannung: Zug (+) oder Druck (—)	$\alpha = 0{,}71 + 0{,}15 \cdot \frac{\min M_I}{\max M_I}$	für $\frac{\min M_I}{\max M_I} \geqq 0 \leqq 0{,}29$ $\alpha = 0{,}71 + 1{,}0 \cdot \frac{\min M_I}{\max M_I}$; für $\frac{\min M_I}{\max M_I} \geqq 0{,}29$ $\alpha = 1{,}0$	Va Vb
16		wie vor, aufs beste bearbeitet	Größte Spannung: Zug (+)	$\alpha = 0{,}93 + 0{,}13 \cdot \frac{\min M_I}{\max M_I}$	für $\frac{\min M_I}{\max M_I} \geqq 0 \leqq 0{,}07$ $\alpha = 0{,}93 + 1{,}0 \cdot \frac{\min M_I}{\max M_I}$; für $\frac{\min M_I}{\max M_I} \geqq 0{,}07$ $\alpha = 1{,}0$	VIa
17			Größte Spannung: Druck (—)	$\alpha = 1 + 0{,}2 \cdot \frac{\min M_I}{\max M_I}$	1,0	VIb
18	Decklaschen und durchschießende Platten an den Fahrbahnlängsträgern, wenn die Flankenkehlnähte nicht durchgehend geschweißt sind		Wie Zeilen 14 bis 17	Wie Zeilen 14 bis 17	Wie Zeilen 14 bis 17	
19	Kehlnähte		Jede Beanspruchungsart mit Ausnahme der Hauptspannungen (Zeile 8) und Zug und Druck in der Nahtlängsrichtung	0,65	0,65	
20	Die Stegblechstumpfstöße sollen durchstrahlt werden, sie müssen in denjenigen Teilen bearbeitet werden (so daß ein allmählicher Übergang von der Raupe zum Blech entsteht), in denen der Unterschied der oberen und unteren Spannung $\sigma_o - \sigma_u \geqq 0{,}8 \cdot 14 \geqq 1120$ ist. Hierin ist: $\sigma_o = \frac{\max M_I}{W_n}$ $\sigma_u = \frac{\min M_I}{W_n}$.					

Tafel 3. Beiwerte α bei St 52.

1	2	3	4	5	6
Lfd Nr..	Bauteil und Nahtart	Art der Beanspruchung	α-Werte Wechselbereich	α-Werte Schwellender Bereich	Bemerkungen
1	Ungestoßen durchgehende Bauteile und Decklaschen*)	Zug	1,0	1,0	Schaubild Ia
2		Druck	1,0	1,0	Ib
3		Abscheren	0,8	0,8	*) s. Zeile 18
4	Gestoßene Bauteile, da wo Stumpfnähte angeordnet sind, wenn ein Nachschweißen der Wurzel möglich ist	Größte Spannung Zug (+)	$\alpha = 0{,}71 - 0{,}09 \cdot \frac{\min M_I}{\max M_I}$	für $\frac{\min M_I}{\max M_I} \geqq 0 \leqq 0{,}19$: $\alpha = 0{,}71$; für $\frac{\min M_I}{\max M_I} \geqq 0{,}19 \leqq 0{,}29$: $\alpha = 0{,}54 + 0{,}9 \cdot \frac{\min M_I}{\max M_I}$; für $\frac{\min M_I}{\max M_I} \geqq 0{,}29$: $\alpha = 0{,}80$	Schaubild IIa
5		Größte Spannung Druck (—)	$\alpha = 1{,}00 + 0{,}20 \cdot \frac{\min M_I}{\max M_I}$	1,0	IIb
6	nicht möglich ist	Größte Spannung Zug (+)	$\alpha = 0{,}47 + 0{,}01 \cdot \frac{\min M_I}{\max M_I}$	für $\frac{\min M_I}{\max M_I} \geqq 0 \leqq 0{,}19$: $\alpha = 0{,}47$; für $\frac{\min M_I}{\max M_I} \geqq 0{,}19 \leqq 0{,}52$: $\alpha = 0{,}28 + 1{,}0 \cdot \frac{\min M_I}{\max M_I}$; für $\frac{\min M_I}{\max M_I} \geqq 0{,}52$: $\alpha = 0{,}8$	IIIa
7		Größte Spannung Druck (—)	$\alpha = 0{,}59 + 0{,}13 \cdot \frac{\min M_I}{\max M_I}$	für $\frac{\min M_I}{\max M_I} \geqq 0 \leqq 0{,}19$: $\alpha = 0{,}59$; für $\frac{\min M_I}{\max M_I} \geqq 0{,}19 \leqq 0{,}40$: $\alpha = 0{,}40 + 1{,}0 \cdot \frac{\min M_I}{\max M_I}$; für $\frac{\min M_I}{\max M_I} \geqq 0{,}40$: $\alpha = 0{,}8$	IIIb
8	Durchlaufende Stumpf- oder Kehlnähte zur Verbindung des Stegblechs mit den Gurten	Hauptspannung $\sigma = \frac{1}{\alpha}\left[\frac{\sigma_l}{2} + \frac{1}{2}\sqrt{\sigma_l^2 + 4\tau_l^2}\right] \leqq \sigma_{zul}$	1,0	für $\frac{\min M_I}{\max M_I} \geqq 0 \leqq 0{,}19$: $\alpha = 1{,}00 - 0{,}47 \cdot \frac{\min M_I}{\max M_I}$; für $\frac{\min M_I}{\max M_I} \geqq 0{,}19 \leqq 0{,}45$: $\alpha = 0{,}77 + 0{,}73 \cdot \frac{\min M_I}{\max M_I}$; für $\frac{\min M_I}{\max M_I} \geqq 0{,}45$: $\alpha = 1{,}1$	IVa IVb
9	Schweißnähte und Stegblech am Übergang zwischen Stegblech und Gurt	Abscheren $\tau_l' = \frac{\gamma \max Q_l S}{\alpha J t} \leqq \sigma_{zul}$	0,55	0,55	
10	Stumpfnaht am Stegblechstoß	Hauptspannung (Formel wie Zeile 8)	1,0	1,0	
11		Scherspannung $\tau_l' = \frac{\gamma \max Q_{lx}}{\alpha t h_s} \leqq \sigma_{zul}$	0,55	0,55	
12	Kehlnähte am biegefesten Anschluß eines Trägers	Hauptspannung $\sigma = \frac{1}{\alpha}\sqrt{\sigma_l^2 + \tau_l^2} \leqq \sigma_{zul}$	0,65	0,65	
13		Scherspannung $\tau_l' = \frac{\gamma \max A_l}{\alpha \Sigma (\alpha l)} \leqq \sigma_{zul}$	0,55	0,55	
14	Bauteile in der Nähe von Stirnkehlnähten und an Stellen, an denen Flankenkehlnähte beginnen oder endigen Kehlnähte selbst sind nach Zeile 19 zu berechnen	Stirnnähte und Flankenkehlnahtenden unbearbeitet; Größte Spannung Zug (+)	$\alpha = 0{,}59 + 0{,}03 \cdot \frac{\min M_I}{\max M_I}$	für $\frac{\min M_I}{\max M_I} \geqq 0 \leqq 0{,}19$: $\alpha = 0{,}59$; für $\frac{\min M_I}{\max M_I} \geqq 0{,}19 \leqq 0{,}52$: $\alpha = 0{,}35 + 1{,}24 \cdot \frac{\min M_I}{\max M_I}$; für $\frac{\min M_I}{\max M_I} \geqq 0{,}52$: $\alpha = 1{,}0$	Va
15		Stirnnähte und Flankenkehlnahtenden unbearbeitet; Größte Spannung Druck (—)	$\alpha = 0{,}71 + 0{,}15 \cdot \frac{\min M_I}{\max M_I}$	für $\frac{\min M_I}{\max M_I} \geqq 0 \leqq 0{,}19$: $\alpha = 0{,}71$; für $\frac{\min M_I}{\max M_I} \geqq 0{,}19 \leqq 0{,}43$: $\alpha = 0{,}48 + 1{,}21 \cdot \frac{\min M_I}{\max M_I}$; für $\frac{\min M_I}{\max M_I} \geqq 0{,}43$: $\alpha = 1{,}0$	Vb
16		wie vor, aufs beste bearbeitet; Größte Spannung Zug (+)	$\alpha = 0{,}76 - 0{,}04 \cdot \frac{\min M_I}{\max M_I}$	für $\frac{\min M_I}{\max M_I} \geqq 0 \leqq 0{,}19$: $\alpha = 0{,}76$; für $\frac{\min M_I}{\max M_I} \geqq 0{,}19 \leqq 0{,}38$: $\alpha = 0{,}52 + 1{,}26 \cdot \frac{\min M_I}{\max M_I}$; für $\frac{\min M_I}{\max M_I} \geqq 0{,}38$: $\alpha = 1{,}0$	VIa
17		wie vor, aufs beste bearbeitet; Größte Spannung Druck (—)	$\alpha = 0{,}82 + 0{,}02 \cdot \frac{\min M_I}{\max M_I}$	für $\frac{\min M_I}{\max M_I} \geqq 0 \leqq 0{,}19$: $\alpha = 0{,}82$; für $\frac{\min M_I}{\max M_I} \geqq 0{,}19 \leqq 0{,}33$: $\alpha = 0{,}576 + 1{,}286 \cdot \frac{\min M_I}{\max M_I}$; für $\frac{\min M_I}{\max M_I} \geqq 0{,}33$: $\alpha = 1{,}0$	VIb
18	Decklaschen und durchschießende Platten an den Fahrbahnlängsträgern, wenn die Flankenkehlnähte nicht durchgehend geschweißt sind	wie Zeilen 14 bis 17	wie Zeilen 14 bis 17	wie Zeilen 14 bis 17	
19	Kehlnähte	Jede Beanspruchungsart mit Ausnahme der Hauptspannungen (Zeile 8) und Zug und Druck in der Nahtlängsrichtung	0,55	0,55	
20	Die Stegblechstumpfstöße sollen durchstrahlt werden; sie müssen in denjenigen Teilen bearbeitet werden (so daß ein allmählicher Übergang von der Raupe zum Blech entsteht), in denen der Unterschied der oberen und unteren Spannung $\sigma_o - \sigma_u \geqq 1120$ ist. Hierin ist: $\sigma_o = \frac{\max M_I}{W_n}$; $\sigma_u = \frac{\min M_I}{W_n}$.				

Im schwellenden Bereich ist für $\frac{\min M_I}{\max M_I} \leqq 0{,}29$

$$\alpha = a + b \cdot \frac{\min M_I}{\max M_I}.$$

Also für $\frac{\min M_I}{\max M_I} = 0{,}29$; da dort $\alpha_{0,29} = 0{,}80$ ist

$0{,}80 = 0{,}57 + b \cdot 0{,}29$, also

$$b = + \frac{0{,}23}{0{,}29} = + 0{,}79, \text{ also}$$

$$\alpha = 0{,}57 + 0{,}79 \cdot \frac{\min M_I}{\max M_I} \text{ (wie in Tafel 2 angegeben).}$$

Die α-Werte gehen aus den Tafeln 2 u. 3 hervor. Sie sind bei Brücken aus St 52 und schwachem Verkehr ebenso groß wie bei starkem Verkehr[1]). Nur die γ-Werte sind verschieden.

7. Querschnittsermittlung. Die Querschnitte werden mit Hilfe der Formeln

$$(2) \qquad \sigma_I = \frac{\gamma}{\alpha} \cdot \frac{\max M_I}{W_n} \leqq \sigma_{zul} \begin{pmatrix} 1400 \text{ bei St } 37 \\ 2100 \text{ bei St } 52 \end{pmatrix} \text{ und}$$

$$\sigma_I = \frac{\gamma}{\alpha} \cdot \frac{P_I}{F} \leqq \sigma_{zul} \text{ ermittelt.}$$

Der Wert γ ergibt sich aus Tafel 1. Für die α-Werte sind die Tafeln 2 und 3, Zeilen 1, 2, 4 bis 7 und 14 bis 18, maßgebend. Zunächst ist dann mit dem größten Auflagerdruck $\max A_I = A_g + \varphi A_p$ die größte Scherspannung in der neutralen Faser des Stegbleches

$$(13) \qquad \tau_I = \frac{\gamma}{\alpha} \cdot \frac{\max A_I S}{J t} \leqq \sigma_{zul} \begin{pmatrix} 1400 \text{ bei St } 37 \\ 2100 \text{ bei St } 52 \end{pmatrix}$$

nachzuweisen. Dieser Nachweis ist notwendig, damit das Stegblech nicht zu dünn wird.

In der Formel (13) ist S das statische Moment des halben Querschnitts. γ ergibt sich aus Tafel 1, wobei an Stelle von $\frac{\min M_I}{\max M_I}$ der Wert $\frac{\min A_I}{\max A_I}$ zu setzen ist.

Der Wert α ergibt sich aus den Tafeln 2 und 3, Zeile 3, wie bei genieteten Brücken zu $\alpha = 0{,}8$.

Sodann ist die Hauptnaht zwischen Gurt und Steg an der Stelle x zu berechnen: Ist $\max M_{Ix}$ das größte Biegemoment, Q_{Ix} die zugehörige Querkraft, oder bei $\max Q_{Ix}$ das zugehörige Biegemoment M_{Ix}, so sind folgende zwei Bedingungen zu erfüllen:

a) Die Scherspannung τ_I' des Stegbleches am Übergang vom Steg zur Gurtung darf die zulässige Scherspannung für Schweißnähte nicht überschreiten.

Es muß sein

$$(14) \qquad \tau_I' = \frac{\gamma}{\alpha} \cdot \frac{\max Q_{Ix} S}{J t} \leqq \sigma_{zul} \begin{pmatrix} 1400 \text{ bei St } 37 \\ 2100 \text{ bei St } 52 \end{pmatrix}.$$

Der γ-Wert ergibt sich aus Tafel 1 mit $\frac{\min Q_{Ix}}{\max Q_{Ix}}$; der α-Wert aus Tafel 2, Zeile 9, zu $\alpha = 0{,}65$ bei St 37 und aus Tafel 3, Zeile 9, zu $\alpha = 0{,}55$ bei St 52.

In der Formel (14) ist

S das statische Moment der Gurtung über der Schweißnaht in bezug auf die Neutralachse,

J das Trägheitsmoment des ganzen Querschnitts und

t die Dicke des Stegbleches.

Ein Nachweis für die Kehlnähte nach der Formel (14) ist nicht erforderlich, wenn das Kehlmaß $a \geqq \frac{t}{2}$ ist.

b) Ist c der Abstand des Übergangs des Steges zum Gurt von der Neutralachse, so muß mit

$$(15) \qquad \sigma_I = \frac{\gamma M_{Ix} c}{J}$$

und

$$(16) \qquad \tau_I = \gamma \cdot \frac{Q_{Ix} S}{J t}$$

nachgewiesen werden, daß die Hauptspannung

$$(17) \quad \sigma = \frac{1}{\alpha}\left(\frac{\sigma_I}{2} + \frac{1}{2}\sqrt{\sigma_I^2 + 4\tau_I^2}\right) \leqq \sigma_{zul} \text{ ist } \begin{pmatrix} 1400 \text{ bei St } 37 \\ 2100 \text{ bei St } 52 \end{pmatrix}.$$

Für α gilt der Wert der Tafeln 2 u. 3, Zeile 8, wenn an der fraglichen Stelle x das Stegblech nicht gestoßen ist. Die ungünstigsten Verhältnisse sind zu berücksichtigen.

[1]) Die in Elektroschweißung 1935, S. 164, vertretene Anschauung, daß auch die übrigen zulässigen Spannungen entsprechend erhöht werden dürfen, beruht auf keinem Beschluß. Es wurde vielmehr neuerdings entschieden, daß die α-Werte dieselben bleiben wie bei starkem Verkehr.

Ist das Stegblech bei x gestoßen und ist $\max Q_{Ix}$ die größte am Stoß mögliche Querkraft, so muß nachgewiesen werden, daß

$$(18) \qquad \tau_I' = \frac{\gamma}{\alpha} \cdot \frac{\max Q_{Ix}}{t h_s} \leqq \sigma_{zul}$$

ist, wo h_s die Stegblechhöhe ist. Der Wert α ergibt sich aus den Tafeln 2 u. 3, Zeile 11. Ist ferner $\max M_{Ix}$ das am Stegblechstoß berechnete größte Biegemoment, J das Trägheitsmoment des gesamten Querschnitts, so muß mit

$$(19) \qquad \sigma_I = \frac{\gamma \max M_{Ix} \cdot \frac{h_s}{2}}{J}$$

und

$$(20) \qquad \tau_I = \frac{\gamma Q_{Ix}}{t h_s}$$

nachgewiesen werden, daß

$$(21) \qquad \sigma = \frac{1}{\alpha}\left(\sigma_I + \frac{1}{2}\sqrt{\sigma_I^2 + 4\tau_I^2}\right) \leqq \sigma_{zul} \text{ ist.}$$

τ_I berechnet sich aus Formel (20) für eine Querkraft Q_{Ix}, die bei derselben Belastung wie bei $\max M_{Ix}$ auftritt. [Falls die Formel (21) mit der größtmöglichen Querkraft $\max Q_{Ix}$ nach der Formel

$$(22) \qquad \tau_I' = \gamma \cdot \frac{\max Q_{Ix}}{t h_s}$$

befriedigt werden kann, brauchen Q_{Ix} und τ_I nicht ermittelt zu werden.] Der Wert α ergibt sich aus den Tafeln 2 u. 3, Zeile 10, zu $\alpha = 1$.

8. Gurtplattenstoß. Die Gurtplatten dürfen bei Beachtung der α-Werte der Tafeln 2 u. 3, Zeilen 4 bis 7, im Druck- und Zuggebiet ohne Laschendeckung stumpf gestoßen werden. An der Stoßstelle x muß sein $\sigma = \frac{\gamma}{\alpha} \cdot \frac{\max M_{Ix}}{W_n} \leqq \sigma_{zul}$. Im Zuggebiet müssen die Stumpfnähte unter 45° angeordnet und so gut wie möglich bearbeitet werden (I. Güte). [Nachschweißen der Wurzel, wenn irgend möglich, und Schaffen eines allmählichen Übergangs von der Schweißraupe zum Blech, keine Vertiefungen zulässig, sonst, wenn aus baulichen Gründen die Wurzel nicht nachgeschweißt werden kann (Stumpfnähte II. Güte), Herabsetzung der Spannungen nach Maßgabe der α-Werte der Tafeln 2 u. 3, Zeilen 6 u. 7.] Auch hierbei müssen die Stumpfnähte unter 45° angeordnet und die Nahtübergänge bearbeitet werden (Bild 5).

Bild 5. Gurtplattenstoß im Zuggurt.

In den Vorschriften wird das Aufzeichnen der Biegemomentenlinie und die mit den errechneten Spannungen ausnutzbare Momentendeckungslinie für zweckmäßig erklärt.

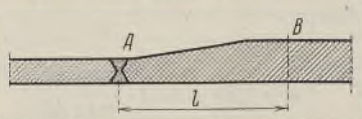


Bild 6. Stumpfgestoßene Gurtplatten verschiedenen Querschnitts.

Bei stumpf gestoßenen Gurtplatten verschiedenen Querschnitts muß unter Berücksichtigung der für den Querschnittszuwachs erforderlichen Anschlußlänge l (Bild 6 u. 7) der Stumpfstoß A so gelegt werden, daß die Biegemomentenlinie durch die Momentendeckungslinie nicht geschnitten wird.

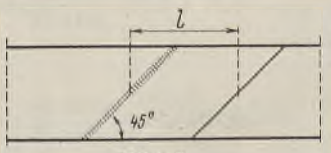


Bild 7.

Bei Stumpfnähten unter 45° kann für die Bemessung der Länge l die Nahtmitte (Bild 7) genommen werden.

Bei durch Kehlnähte angeschlossenen Gurtplatten ist sinngemäß zu verfahren.

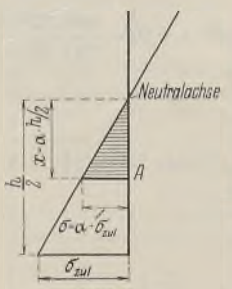


Bild 8.

9. Anschluß der Aussteifungen oder Trägeranschlüsse. Irgendwelche Bauteile, z. B. Aussteifungen oder Trägeranschlüsse, dürfen erst von da ab durch Kehlnähte ($a \geqq 3$ mm) an das Stegblech im Zugteil angeschlossen werden, wo die Biegespannung im Stegblech höchstens

$$(23) \qquad \sigma = \alpha \sigma_{zul}$$

ist. Der Abstand x von der Neutralachse wird

$$(24) \qquad x = \frac{h}{2} \cdot \frac{\alpha \sigma_{zul}}{\sigma_{zul}} = \alpha \cdot \frac{h}{2} \text{ (Bild 8).}$$

Der Wert α ergibt sich aus den Tafeln 2 u. 3, Zeilen 14 und 16. Ist z. B. bei St 37 $\frac{\min M_I}{\max M_I} \geqq 0{,}07$ und sind die Flankenkehlnahtenden aufs

beste bearbeitet, so ist nach Tafel 2, Zeile 16, der Wert $\alpha = 1{,}0$, und es wird $x = \frac{h}{2}$, d. h. die Aussteifungen dürfen in diesem Fall bis herab zum Zuggurt angeschweißt werden.

10. Die Anschlüsse der Querträger an die Hauptträger sind so zu bemessen, daß ein Einspannungsmoment max M von mindestens 25% des größten Feldmoments der Querträger aufgenommen werden kann. Die durchschießenden Platten der Fahrbahnlängsträger dürfen im Druckbereich der Querträger mit diesen verschweißt werden.

11. Bauliche Durchbildung. Hier sei nur auf einige der wichtigsten Beschlüsse hingewiesen:

a) Stöße sind nach Möglichkeit zu vermeiden, soweit es wirtschaftlich vertretbar ist. Hier hat man daran gedacht, bei kleineren Brücken die Gurtplatten in gleicher Dicke ohne Stoß auf die ganze Länge durchgehen zu lassen.

b) Unterbrochene Nähte und Schlitznähte dürfen (wegen der Kerbwirkung) bei Brücken nicht ausgeführt werden.

c) An allen Stellen, an denen Kehlnähte beginnen oder endigen, sollen nach Möglichkeit die Enden bearbeitet werden, so daß von den größeren α-Werten der Tafel 2 u. 3, Zeilen 14 u. 15, Gebrauch gemacht werden kann (Linien VIa und VIb der Spannungshäuschen, Bild 1 u. 2).

d) Die Aussteifungen und Trägeranschlüsse dürfen an Gurtungen, die nur Druck bekommen, unmittelbar angeschweißt werden (Ausnahme gegen die Tafel 2 u. 3), an Gurtungen, die auch Zug bekommen, nur dann, wenn unter Berücksichtigung der α-Werte nach Tafel 2 u. 3, Zeilen 14 und 16, die zulässigen Biegespannungen in der Gurtung nicht überschritten werden; andernfalls sind zwischen den Zuggurt und die Aussteifung die bekannten Plättchen scharf einzupassen, die nicht mit der Gurtung verschweißt werden dürfen. Unter allen Umständen müssen die Gurtungen gegenseitig spaltlos abgestützt werden.

e) Bei Blechträgern mit Stegblechhöhen $\geqq 1{,}0$ m und bei Trägern mit großen Querkräften sind die Stegbleche auf Ausbeulen zu untersuchen[2]). Bei Trägern, die nicht hierauf untersucht werden, soll der Abstand der Aussteifungen nicht größer als 1,30 m sein.

Bild 9. Bild 10. Bild 11.

f) Die Stumpfnähte in Gurten sollen möglichst zur Gurtschwerlinie symmetrischen Querschnitt haben (Bild 9, 10 u. 11). (In den Verhandlungen wurde ausdrücklich darauf hingewiesen, daß zu diesen Nähten auch U-Nähte, Bild 9 u. 10, gehören.)

g) Müssen gleichzeitig zwei miteinander verschweißte Gurtplatten gestoßen werden, so ist der Stoß an dieselbe Stelle zu legen (Bild 12 u. 13), damit die Wurzel nachgeschweißt werden kann.

Bild 12. Zwei V-Nähte.

Bild 13. Zwei U-Nähte.

h) Wechselt bei den Gurtplatten die Dicke, so soll der Übergang zur dickeren Platte ein allmählicher sein (Bild 14).

Bild 14. Längsschnitt von Gurtplatten mit Wechsel in der Dicke.

[2]) Schaper, Grundlagen des Stahlbaues, S. 98. Berlin 1933, Wilh. Ernst & Sohn.

Auch beim Übergang von einem dünneren Stegblech zu einem dickeren muß für einen allmählichen Übergang gesorgt werden.

i) Beim Stumpfstoß des Stegbleches muß die Nahtwurzel nachgeschweißt werden, auch muß der Übergang von der Schweißraupe zum Blech nach Maßgabe der Tafeln 2 u. 3, Zeile 20, bearbeitet werden.

12. Ausführung. Hier ist besonders bemerkenswert:

a) Bei tragenden Nähten ist an den zu schweißenden Flächen die Walzhaut zu entfernen. (Sonst schlechter Einbrand.)

b) Bei allen tragenden Stumpfnähten muß die Wurzel nachgeschweißt werden (Stumpfnähte I. Güte). Von dieser Maßnahme darf nur abgesehen werden, wenn das Nachschweißen aus baulichen Gründen nicht möglich ist. In diesem Falle müssen aber die α-Werte der Tafeln 2 u. 3, Zeilen 6 u. 7, der Berechnung zugrunde gelegt werden (Stumpfnähte II. Güte).

c) Bei Stumpfnähten müssen — wenn nicht U-Nähte ausgeführt werden — die Kanten so abgeschrägt werden, daß der Öffnungswinkel $\geqq 70°$ ist. (Besser ist ein größerer Winkel von etwa 90°, weil man die Wurzel leichter schweißen kann.)

d) Bei allen Gurtplattenstößen und bei den Stegblechstößen, soweit gemäß den Tafeln 2 u. 3, Zeile 20, der Unterschied der größten und kleinsten Biegespannung $\sigma_o - \sigma_u \geqq 11{,}2$ kg/mm² ist, ferner bei sonstigen wichtigen Stumpfnähten, bei denen es ausdrücklich in der Zeichnung vorgeschrieben ist, muß bei A und B ein allmählicher Übergang von der Schweiße zum Blech durch Abschmirgeln od. dgl. geschaffen werden (Bild 15). Rillen quer zur Kraftrichtung dürfen nicht entstehen, vielmehr muß die Oberfläche an diesen wichtigen Stellen glatt und ohne Vertiefungen sein. Vorhandene Ausschleifungen im Blech bis zu 5% der vorhandenen Blechdicke werden nicht beanstandet.

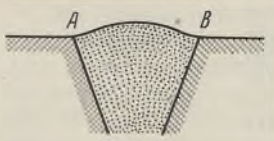


Bild 15.

e) Alle Stumpfnähte I. Güte müssen alsbald nach ihrer Herstellung geröntgt werden.

f) An tragende Bauteile dürfen bloß zur Erleichterung der Aufstellung keine Teile angeschweißt werden, die nicht in den genehmigten Zeichnungen vorgesehen sind, auch wenn sie nur vorübergehend benutzt und später wieder beseitigt werden sollen. Wo nötig, sind kleine Löcher (möglichst in Teilen, die nicht hoch beansprucht sind) zu bohren. Die Löcher sind später durch Niete — nicht durch Zuschweißen — zu schließen (Kerbwirkung).

g) Es ist peinlich zu verhüten, daß das Tragwerk durch Schweißspritzer oder Schweißtropfen beschädigt wird, auch darf der Lichtbogen nur an solchen Stellen gezündet werden, an denen Schweißraupen ohnedies aufgelegt werden sollen (Kerbwirkung).

h) Besonders wichtig ist, daß die beim Schweißen unvermeidlichen Schrumpfungen sich soweit wie möglich auswirken können, damit in den Bauteilen nur möglichst geringe Schrumpfspannungen entstehen. Die zusammenzuschweißenden Teile dürfen daher nicht zu starr vorher festgelegt werden, damit die zu verschweißenden Teile dem Schrumpfen folgen können.

i) Schweißstellen, die den vorstehenden Bestimmungen nicht entsprechen, sind vorsichtig und sachgemäß zu entfernen und durch einwandfreie zu ersetzen. Flickstellen und deren Umgebung sind nach dem Ausbessern mit dem Brenner leicht zu erwärmen.

13. Schlußbemerkungen. Die neuen Vorschriften für geschweißte, vollwandige Eisenbahnbrücken werden demnächst erscheinen. Diese Vorschriften bringen viel Neues, sie tragen den Erkenntnissen, die durch die Kuratoriumsversuche gewonnen wurden, Rechnung.

Verschiedenes.

Neuartige elektrisch geschweißte Spezialträger für Verbundbrücken. Seit einer Reihe von Jahren erfreuen sich sogenannte Verbundbrücken für kleinere Stützweiten, z. B. als Straßen-Unter- und -Überführungen, Bahnsteigunterführungen, Durchlässe usw., im Brückenbau besonderer Beliebtheit wegen der Einfachheit der Herstellung, der Billigkeit und der äußerst geringen Unterhaltungskosten. Ein weiterer Vorteil liegt neben dem Vorzug klarer statischer Verhältnisse, z. B. dem Gewölbe gegenüber, auch in der Geschlossenheit der Fahrbahn und der besten Lichtraumausnutzung des unten hindurch führenden Verkehrsweges.

Wie allgemein bekannt, werden derartige Verbundbrücken meistens aus Walzträgern hergestellt, die in geringen Abständen voneinander verlegt und mit einem Beton mittlerer Güte ausbetoniert werden.

Im Bereich der Reichsbahndirektion Stuttgart wurden nun vor einiger Zeit mehrere solcher Überbauten erstellt, deren stählernes Traggerippe aber nicht aus Walz- oder genieteten Blechträgern, sondern aus elektrisch geschweißten Spezialträgern bestand (Bild 1).

An ein Stegblech wurden als Gurte je zwei abgefahrene Eisenbahnschienen, Fuß gegen Fuß, mit durchgehenden Längskehlnähten angeschweißt. Diese Lösung ist als sehr wirtschaftlich zu bezeichnen, wie aus der weiter unten durchgeführten Kostenvergleichsberechnung hervorgeht. Andererseits sind aber auch wegen der seit mehreren Jahren in der Durchführung begriffenen Umstellung des Eisenbahnoberbaues auf Reichsprofil bei jeder Direktion größere Mengen noch gut erhaltener Schienen älteren Profils vorhanden.

Es soll nun etwas näher auf eine solche Verbundbrücke eingegangen werden. Die Ansicht der Spezialträger und den Querschnitt des gesamten Überbaues zeigen die Bilder 1 u. 2. Die Stützweite beträgt 10 m, der gegenseitige Abstand der neun Spezialträger 410 mm, wie aus der Querschnittskizze hervorgeht. Die Außenbreite des eingleisigen Überbaues wurde zu 4 m festgelegt, und die gesamte Höhe ergab sich durch die Forderung nach möglichst niederer Konstruktion zu 1,15 m. Die Stegblechhöhe des Spezialträgers ist am Auflager 350 mm, in Trägermitte 550 mm. Der

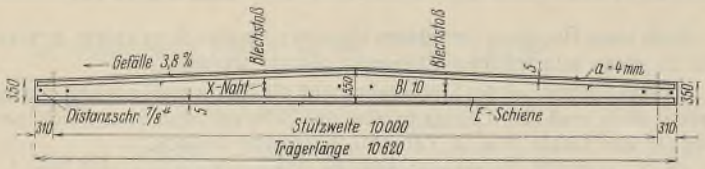


Bild 1. Ansicht des Spezialträgers.

Obergurt liegt demnach in einer Neigung von etwa 3,8 %. Dieses Gefälle genügt vollkommen zur Abführung des Niederschlagswassers. Gerade in der Neigungsmöglichkeit des Trägerobergurtes ist ein weiterer Vorteil den Breitflanschträgern gegenüber zu sehen. Bei letzteren ist zur Erreichung des gleichen Gefälles, ganz abgesehen von der ohnehin größeren Auflagerhöhe (I P 45), ein Aufbeton von 20 cm in Brückenmitte erforderlich, was eine Eigengewichtsvermehrung zur Folge hat. Bei den Spezialträgern paßt sich der Füllbeton ganz den Trägergurten an. Die Betondeckung am Ober- und Untergurt ist mit je 50 mm ausreichend zur Vermeidung der Rostgefahr. Das 10 mm dicke Stegblech ist zwecks Materialersparnis zweimal gestoßen und die Fugen mit einer X-Naht verschweißt. Die Schienen, in diesem Fall das württembergische E-Profil, für welches eine Höhe im abgefahrenen Zustand von 135 mm statt 140 mm der statischen Berechnung zugrunde gelegt wurde, werden, wie bereits erwähnt, Fuß gegen Fuß mit je zwei Kehlnähten von $a = 4$ mm an das Stegblech angeschweißt, wobei sie für den Obergurt in Trägermitte geknickt sind. Das Stegblech steht um je 5 mm oben und unten gegenüber den Schienenaußenkanten vor, um einwandfreie Schweißnähte ziehen zu können (Bild 3). Die Schienen wurden zuerst wie üblich an einzelnen Punkten an das Stegblech angeheftet und danach die Schweißnähte wechselseitig gelegt, um Verwerfungen der Träger zu vermeiden. Als Trägerauflager dienen auch hier Kranbahnschienen „Rothe Erde", auf die die Träger unter Zwischenschaltung eines angeschweißten Winkels 50/90/17 aufgesetzt wurden. Die Stegbleche sind an dieser Stelle um 5 mm eingeschnitten (Bild 4). Daselbst sind auch noch zwei senkrecht stehende Flachstäbe 45/20 an die Schienenköpfe angeschweißt, um ein Kippen der Träger bei der Montage zu verhindern (Bild 5 u. 6). An beiden Auflagern und in der Mitte ist der Abstand der Spezialträger durch je eine Distanzschraube $^7/_8$ engl. Zoll ∅ festgelegt.

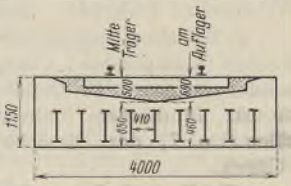


Bild 2. Querschnitt des Überbaues.

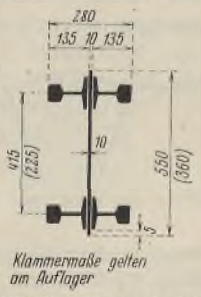


Bild 3. Querschnitt des Trägers.

Der statischen Berechnung, die an und für sich nichts Neues bietet, wurde der Lastenzug N und als Raumeinheitsgewicht für Schwellen, Schotter, Beton und das Stahlgewicht der Bewehrung zusammen 2,3 t/m³ zugrunde gelegt.

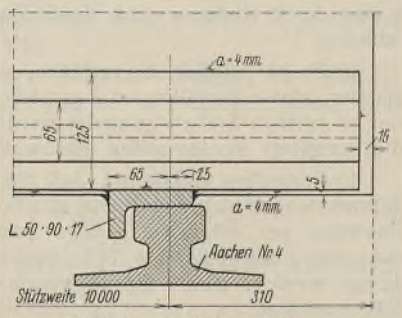


Bild 4. Auflagerpunkt.

Anschließend wird an Hand einer vergleichenden Kostenberechnung für die oben näher beschriebene Stahlkonstruktion die Wirtschaftlichkeit der geschweißten Spezialträger den Walzträgern, vornehmlich dem Breitflanschträger gegenüber, nachgewiesen. Es ist bei dieser Gelegenheit gleich zu erwähnen, daß bei Verwendung von normalen I-Trägern die Ersparnis der Stahlkonstruktion naturgemäß sinkt, daß sich aber hierbei die Betonkosten wegen der größeren Höhe der I-Träger vermehren, so daß auch in diesem Fall die Wirtschaftlichkeit der Spezialträger klar zutage tritt.

Für ein Größtmoment in Brückenmitte von 406 tm, bezogen auf ein Gleis, wären bei ungefähr gleicher Biegungsspannung zwischen Breitflansch- und Spezialträger 9 Stück I P 45 nötig. Dafür ergibt sich eine Biegungsbeanspruchung von 1205 kg/cm², gegenüber 1230 kg/cm² bei geschweißten Spezialträgern. Die Durchbiegung in Trägermitte beträgt bei Verwendung von Breitflanschträgern I P 45, berechnet nach der angenäherten Formel der Reichsbahnvorschriften, 1,29 cm gegenüber 1,20 cm beim Schienenträger (zulässig = 1000/700 = 1,43 cm). Die Anwendung von Breitflanschträgern I P $42^1/_2$ an Stelle von I P 45 ist nicht möglich, da bei ausreichender Biegungsspannung die Durchbiegung das zulässige Maß überschreitet. Man erhält also bei Annahme von Breitflanschträgern I P 45 die nachstehenden Stahlgewichte und Preise:

9 Träger I P 45, je 10 600 mm lang = 95,4 × 182 = 17 370 kg,
für Auflagerknaggen usw. . . . . rd. = 130 kg,
zus. = 17 500 kg.

Die Tonne fertig bearbeiteter Träger kommt einschließlich Reichsbahndienstfracht usw. auf 180 RM frei Bahnstation. Somit ergibt sich ein Gesamtpreis bei Anordnung von Breitflanschträgern zu

17,500 × 180 = 3150 RM.

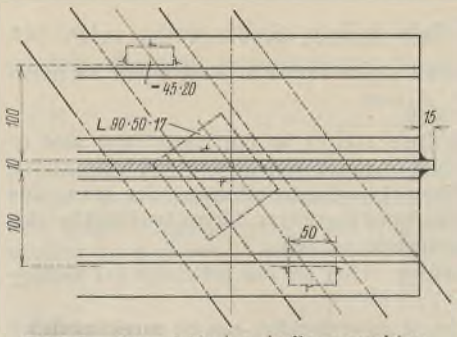


Bild 5. Grundriß des Auflagerpunktes.

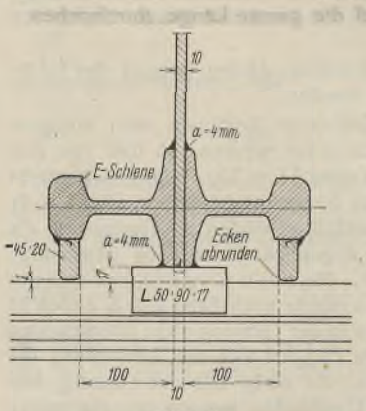


Bild 6.
Querschnitt des Auflagerpunktes.

Die neuen Spezialträger in geschweißter Ausführung wurden fix und fertig bearbeitet unter denselben Bedingungen zu einem Gesamtpreis von 1870 RM geliefert. Also erhält man eine Ersparnis zugunsten der geschweißten Spezialträger von

3150 RM
— 1870 RM
1280 RM,

das ist rd. 40 %.

Dabei ist der Wert der Altschienen mit 30 RM für die Tonne berücksichtigt.

Aber selbst bei Annahme eines höheren Wertes für die abgefahrenen Schienen von rd. 60 bis 80 RM für die Tonne, wie die Schienen wohl im allgemeinen im Privathandel zu haben sein werden, erzielt man noch eine Ersparnis von rd. 700 bis 800 RM, das ist etwa 22 bis 25 %.

Damit ist die Wirtschaftlichkeit der geschweißten Spezialschienenträger gegenüber Walzträgern, vornehmlich Breitflanschträgern, klar erwiesen, da der Betonverbrauch obendrein bei den Spezialträgern auch noch geringer ist als bei I P-Trägern.

Noch deutlicher tritt die Wirtschaftlichkeit der geschweißten Träger bei Stützweiten über 10 m in Erscheinung. So ergab sich z. B. gelegentlich der Ausführung eines anderen Überbaues mit 14 m Spannweite eine Ersparnis von rd. 50 % gegenüber Breitflanschträgern (normale I-Träger sind hierbei überhaupt nicht mehr möglich) und von etwa 55 % beim Vergleich mit entsprechenden, statisch günstigen, genieteten Blechträgern. Breitflanschträger mit aufgeschweißten Gurtplatten scheiden hier von vornherein aus, da die Preisspanne dabei noch beträchtlicher ist.

Das Stegblech dieses letzteren Spezialträgers ist 12 mm stark, in Trägermitte ist es 1100 mm, am Auflager 800 mm hoch. Sonst ist der Trägerquerschnitt der gleiche, wie vorstehend geschildert. Dabei ist allerdings noch zu bemerken, daß für die Spezialträger die Verhältnisse in diesem letzteren Falle deswegen so besonders günstig lagen, weil statt 9 nur 7 Träger zur Anwendung kamen, da für die Bauhöhe eine Beschränkung nicht erforderlich war.

Bild 7.
Ansicht des Spezialträgers.

Aus allen diesen Betrachtungen erkennt man, daß die neuartigen geschweißten Spezialträger mit besonders wirtschaftlichem Vorteil bei Stützweiten von ungefähr 10 bis 15 m verwendet werden können und daß damit ein weiterer Schritt vorwärts in der Verbilligung unserer Brückenkonstruktionen getan ist. Die vorstehend näher beschriebenen Konstruktionen wurden von der Stahlbaufirma Wilhelm Luig in Illingen i. Württ. nach Entwürfen des Brückenbüros der Reichsbahndirektion Stuttgart hergestellt.

Dipl.-Ing. Spatny, Mannheim/Rhein.

INHALT: Neue Vorschriften für geschweißte, vollwandige Eisenbahnbrücken. — Verschiedenes: Neuartige elektrisch geschweißte Spezialträger für Verbundbrücken.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 9.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Schriftleitung:
Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernsprecher: C 1 Steinplatz 0011
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernsprecher: Breslau 421 61

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

8. Jahrgang | BERLIN, 11. Oktober 1935 | Heft 21

Alle Rechte vorbehalten.

Drei neue Straßenbrücken über den Rhein.

Von **W. Rein**, Breslau.

Im Gebiet des Mittelrheins befinden sich gegenwärtig drei neue Straßenbrücken im Bau, welche sowohl in technischer Hinsicht wie auch hinsichtlich ihrer äußeren Formen recht Bemerkenswertes bieten. Die Fortschritte der Brückenbaukunst der letzten Jahrzehnte gewinnen durch die sämtlichen drei Brücken eigenen großen Stützweiten hier sichtbaren Ausdruck. Damit war z. T. die Verwendung des hochwertigen Baustahls St 52 verbunden, zum anderen Teil bringt aber einer dieser Überbauten die durch geschickte Wahl der Stahlüberbauten gegebenen Möglichkeiten besonders deutlich und überzeugend zum Ausdruck. Die Überwindung so großer Spannweiten durch einen Balken wäre in diesem Falle nicht an die Verwendung hochwertigen Stahles gebunden, und gleichzeitig ist eine ungemein ansprechende Tragform gewonnen worden.

Die drei Straßenbrücken werden bei Neuwied[1]), Duisburg und Krefeld erbaut (Bild 1). Über die neue Rheinbrücke zwischen Neuwied und Weißenthurm und deren Bauausführung hat Dr.-Ing. Tils-Köln bereits einige wichtige Angaben veröffentlicht[2]). Hier sei nur kurz wiederholt, daß sich die aus dem Bilde ersichtlichen Stützweiten von 178,75 — 66,0 — 212,16 m der Strombrücke durch die Ungleichmäßigkeit der durch eine Insel getrennten beiden Rheinarme ergeben. Zwangläufig führte die Beibehaltung dieser Stützweiten zur Wahl eines Balkens für die Überbauten und mit Rücksicht auf die möglichst weitgehende Beschränkung der Hauptträgerhöhe auf die Wahl eines durchlaufenden Balkens. Der in Höhe der oberen Gurtung angeordnete Windverband besteht aus einem Rautenfachwerk. Der untere in Untergurthöhe liegende Windverband ist ein Ständerfachwerk mit doppeltem Strebenzug.

Bild 2. Die neue Rheinbrücke bei Neuwied.

Die 8,5 m breite Fahrbahn, deren Decke aus 6 cm Walzasphalt auf Füllbeton und Buckelplatten besteht, ist einschließlich der je 2 m breiten Gehwege innerhalb der Hauptträger angeordnet, um später die Möglichkeit der Verbreiterung der Fahrbahn und der Verlegung der Gehwege außerhalb der Hauptträger auf Konsole zu haben. Bild 1 (oben) vermittelt eine geometrische Ansicht der parallelgurtigen Überbauten mit Strebenfachwerk, und Bild 2 zeigt die Wirkung des Brückenzuges in der Landschaft nach einem Entwurfsbild.

Die Aufstellung der Stromüberbauten erfolgt zwischen Pfeiler 2 und 4 auf fester Rüstung und in der großen Schiffahrtöffnung zwischen den Pfeilern 1 und 2 unter Zuhilfenahme von zwei Pfahljochen im Freivorbau, wobei eine Öffnung von insgesamt 114,2 m geschlossen wird. Bild 3 vermittelt uns eine Übersicht über die Aufstellungsarbeiten.

Bei Duisburg befindet sich die Admiral-Graf-Spee-Brücke, eine Straßenbrücke, die Duisburg mit Rheinhausen verbindet, im Bau (Bild 1 Mitte). Auch bei diesen Überbauten waren unter Rücksichtnahme auf die Forderung der Strombauverwaltung zwei verschieden große Öffnungen von 153,45 und 255,75 m zu überspannen. Die Gründe für die Anordnung eines Balkens, und zwar eines durchlaufenden Balkens waren hier ungefähr die gleichen wie bei dem Brückenbau in Neuwied. Allerdings hat man sich hier der Möglichkeit der Beschränkung der Bauhöhe durch die Wahl eines weichen Rautenfachwerkes mit Zwischenpfosten z. T. wieder begeben. Während bei der neuen Straßenbrücke in Neuwied bei einem Verhältnis Hauptträgerhöhe zu Stützweite von etwa $\frac{1}{13,3}$ die Hauptträgerhöhe selbst nur 16 m beträgt, ist jenes Verhältnis bei der neuen Duisburger Straßenbrücke $\frac{1}{10,6}$, und die Hauptträgerhöhe wird gar 24 m. Auch hier weist der gesamte Brückenzug im Bereiche des Stromes parallelgurtige Abgrenzung auf, und da Zwischenpfosten angeordnet sind, ergibt sich ein Querträgerabstand von 10,32 m. Die in Höhe der Gurtungen angeordneten Windverbände sind sowohl oben wie auch unten Ständerfachwerke mit gekreuzten Streben. Die Endfelder sind durch Rhomben ausgefacht und münden beim oberen Windverband in der Endstrebe in die senkrechten Portale in der Ebene der Endpfosten ein. An die Strombrücke schließen auf der Rheinhausener Seite sieben Flutöffnungen von je 43,03 m Stützweite an, welche als geschweißte Blechträger ausgeführt werden.

Die mit Kleinpflaster eingedeckte Fahrbahn weist 12 m Breite auf. Beiderseits schließen sich in guter Ausnutzung des Schrammbordes zwei Radfahrwege von je 1,35 m Breite an. Die Fußwege liegen außerhalb der 15,8 m voneinander entfernt liegenden Hauptträger auf Konsolen von 3,15 m Ausladung, wobei sich nutzbare Fußwegbreiten von je 2,75 m ergeben. Wie in Neuwied liegt auch hier die Fahrbahn in Höhe des Untergurtes.

Da die Aufstellung während der Wintermonate erfolgte, mußten die gesamten Stromöffnungen mit Rücksicht auf den Eisgang von festen Rüstungsbauten möglichst frei bleiben. Mit der Aufstellung begann man bei der kleinen Stromöffnung mit dem Einbau einer festen Rüstung von etwa 41 m Stützweite mit Hilfe eines behelfsmäßigen Pfeilers und eines Behelfsjoches. Von hier aus wurde nach beiden Seiten bis zu den nächsten

[1]) Ausführliche Abhandlung erscheint in Bautechn. 1935, Heft 45.
[2]) Bauing. 1934, S. 439 bis 442.

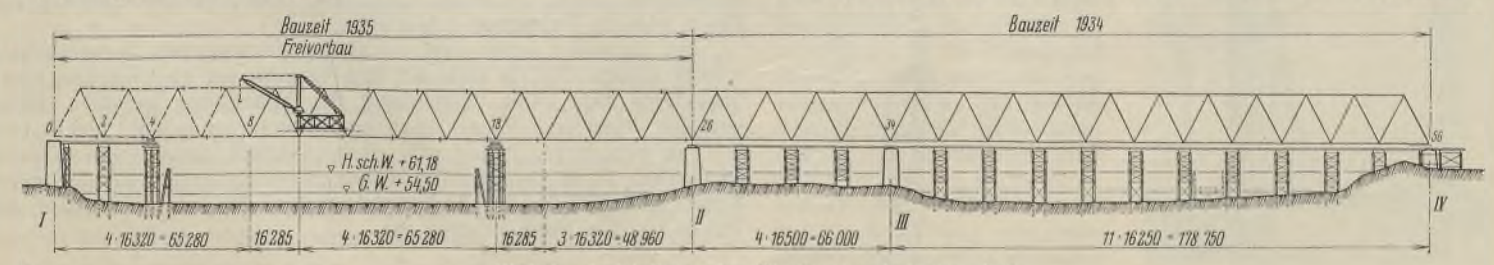


Bild 3. Aufstellung der Überbauten bei Neuwied.

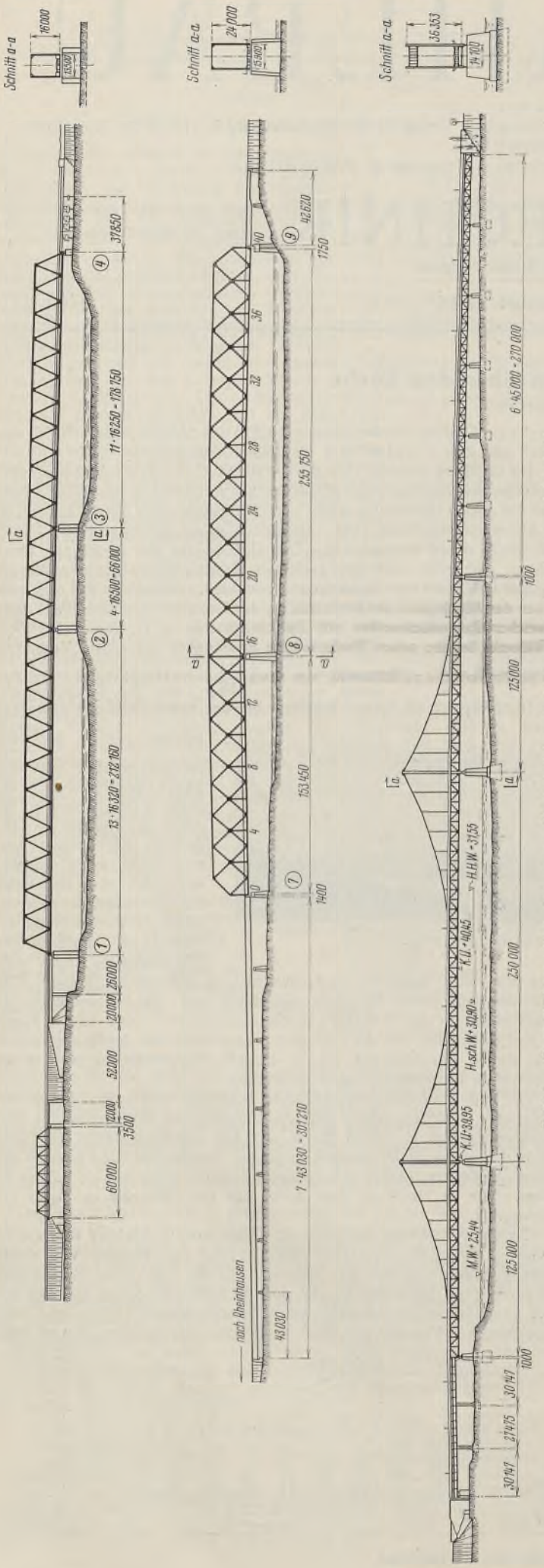
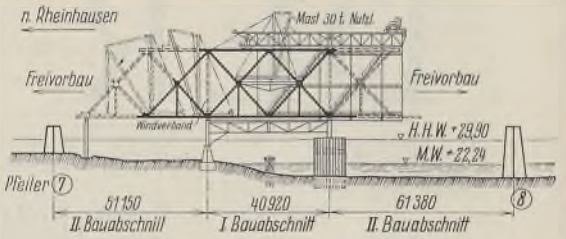


Bild 1. Gesamtübersichten der neuen Rheinbrücken bei Neuwied, Duisburg und Krefeld.

festen Pfeilern frei vorgebaut. In der großen Öffnung wurden ebenfalls zwei behelfsmäßige Stützjoche gerammt und die dadurch entstehenden Einzelöffnungen von 102, 82 und 72 m im Freivorbau geschlossen. Die Aufstellungsarbeiten sind aus Bild 4 zu ersehen.



Zu Bild 4.

Ein besonders bemerkenswertes Beispiel neuzeitlicher Brückenbaukunst verspricht die im Bau befindliche Adolf-Hitler-Rheinbrücke (Bild 1 unten) zu werden, eine Straßenbrücke, welche Krefeld und Ürdingen verbindet. Sie weist als Überbauten wohl ein Balkensystem auf; da aber die über die Außenöffnungen nach der Mitte zu vorkragenden Balken durch eine dritte Gurtung versteift sind, entsteht hier ein hängebrückenartiges System, welches wohl als Auslegerbrücke mit Zügelgurten bezeichnet werden kann. Die Stützweiten von 125 — 250 — 125 m wären bei gutem Baugrund für eine Bogenbrücke nicht ungünstig gewesen. Trotzdem hat sich der Verfasser des Brückenentwurfes, Reg.- und Baurat Dr.-Ing. Voß in Kiel, von der gewohnten Lösungsmöglichkeit freigemacht und nach seinem bereits für die Stadt Thorn gegen Kriegsende aufgestellten Brückenentwurf[3]) ein neues Tragsystem mit wesentlichen Vorteilen zur Ausführung vorgeschlagen. In statischer Hinsicht ist insofern allerdings ein Unterschied vorhanden, als bei dem Thorner Entwurf ein Auslegerträger mit Mittelgelenk vorgesehen war, während hier in der Mitte ein Schwebeträger von 50 m Stützweite angeordnet ist. Infolgedessen treten auch die Einlaufstellen der Zügelgurte nach den Pfeilern zu mehr zurück. Der wesentliche Vorzug dieses neuartigen Überbaues liegt in der außerordentlichen Beschränkung der für den Fußgänger sichtbaren Konstruktionsmassen, der Anordnung eines durchlaufenden Hauptträgerbandes von außerordentlich bescheidener Höhe und der Unterordnung dieses Fachwerkträgers unter die Fahrbahn. Im Bereiche der Stromüberbauten liegen die oberen Gurtungen dieser Fachwerkträger allerdings rd. 1 m über den Fußwegen und trennen diese damit von der Fahrbahn und den am Schrammbord angeordneten Radfahrwegen. Die rechtsrheinischen Flutöffnungen sind durchlaufende Fachwerkbalken von etwas geringerer Höhe, so daß die Fahrbahn hier vollständig über den Hauptträgern liegt. Die in einer Krümmung liegende linksrheinische Anschlußbrücke besteht aus Blechbalken, welche über drei Öffnungen durchlaufen. Auch hier liegt die Fahrbahn vollständig über den Hauptträgern.

Baulich bemerkenswert und für deutsche Verhältnisse neu ist, daß die hohen Portalpfosten gefräste und geschlichtete Stöße aufweisen, und daß die durch Vernietung bewirkten Stoßdeckungen nur 50 % der Pfostenkraft übertragen.

Bei 15,1 m Hauptträgerentfernung im Bereiche der Strombrücken weist die Fahrbahn 11 m Breite auf. Beiderseits schließen sich noch 1 m breite Radfahrwege innerhalb der Hauptträger an, und die auf Konsolen außerhalb der Hauptträger angeordneten Fußwege sind je 2,15 m breit. Fahrbahntafel und Fahrbahndecke sind im Bereiche der Mittelöffnung der Stromüberbauten wesentlich leichter gehalten als in den beiden Außenöffnungen, um negative Auflagerkräfte an den äußeren Pfeilern möglichst zu vermeiden. In der Mittelöffnung besteht die Fahrbahndecke aus 7/7 cm Kleinpflaster und in den Seitenöffnungen aus solchem von 10/10 cm. Die Fahrbahntafel besteht in der Mittelöffnung aus einem Kruppschen Spezialbelagblech mit Betonausfüllung und in den Seitenöffnungen aus einer Eisenbetonplatte. Ähnliche Anordnungen sind früher schon vorgeschlagen worden, beispielsweise beim Wettbewerb um die zweite feste Neckarbrücke in Mannheim[4]). Damals haben sie aber keinen Anklang gefunden im Hinblick auf die Gefahr der Nichtbeachtung des zu verfolgenden Zweckes bei Überholungsarbeiten.

Der Windverband in der Höhe des Untergurtes der Hauptträger ist als Rhombenfachwerk ausgebildet.

Die Brücke ist so durchgebildet, daß später gegebenenfalls Schnellbahnen ohne Umbau- oder Verstärkungsarbeiten übergeführt werden können. Die Aufstellung der Flutbrücken und der beiden Seitenöffnungen der Strombrücke erfolgt auf festen Rüstungen. Die große Mittelöffnung von 250 m wird im Freivorbau aufgestellt.

Ein Vergleich dieser drei neuen bemerkenswerten Brückenbauten sowohl miteinander als auch mit den bestehenden Rheinbrücken bietet besonderen Reiz. Das Verkehrsbild des Mittelrheins zwischen Mainz und Düsseldorf war bisher durch eine überwiegende Zahl von Bogenbrücken beherrscht, finden sich doch innerhalb dieses Gebietes unter 18 Brücken 14 Bogenbrücken, nur zwei Balkenbrücken und die beiden Kölner Hängebrücken[5]). Andererseits weisen Ober- und Unterlauf des Rheins fast nur Balkenbrücken auf.

[3]) Bauing. 1922, S. 162 bis 166. — [4]) Z. d. VdI 1902, Band 46, S. 46. — [5]) Vgl. a. Straßenbrücke Köln—Mülheim 1927 bis 1929. Erweiterter Sonderdruck aus Bautechn. Berlin 1929, Wilh. Ernst & Sohn.

Bild 4. Aufstellung der Überbauten bei Duisburg.

Die drei neuen Straßenbrücken sind hinsichtlich ihrer Stützweiten und Formen so bemerkenswert, daß sie in starkem Maße die Aufmerksamkeit der Umgebung wie auch des über sie dahingleitenden Verkehrs fordern werden. Für die Brücken in Neuwied und Duisburg finden sich am Rhein bereits verschiedene Vorbilder. Während das überaus ruhige und ansprechende Strebenfachwerk der Stromüberbauten der Neuwieder Straßenbrücke bereits beim Kölner Wettbewerb 1927 von der MAN Werk Gustavsburg vorgeschlagen[6]) und allgemein günstig beurteilt wurde, haben wir in den neuen Eisenbahnbrücken bei Maxau und Speyer bereits Vorläufer dieser Brückenform. Doch scheint hier das Verhältnis von Hauptträgerhöhe zu Stützweite größer und für den Gesamteindruck ungünstiger gewählt zu sein als in Neuwied. Zu berücksichtigen ist aber hierbei, daß es sich dort um Eisenbahnbrücken handelt, welche in nicht besiedelter Gegend aufgestellt sind, also das Urteil des Beschauers nicht so stark herausfordern können, wie dies bei einer Straßenbrücke der Fall ist. Dr.-Ing. Tils in Köln hebt in seinem bereits erwähnten Aufsatz im „Bauingenieur" hervor, daß sich die äußeren Linien der Neuwieder Brücke möglichst zwanglos den beiderseitigen Rheinufern anpassen sollten, und daß die den straffen Uferformen angepaßte horizontale Brückenform als die beste Lösung erscheine. Diese Gesichtspunkte waren anscheinend für die Wahl des Überbausystems, ob Balken-, Bogen- oder Hängebrücke, maßgebend. Uns scheint aber dieser Überbau hinsichtlich seines Aussehens noch größere Vorzüge dadurch aufzuweisen, daß die Hauptträgerhöhe beschränkt ist und in Verbindung mit dem klaren und unaufdringlichen Strebenzug der Füllung eine Maßstabeinheit verkörpert, welche auch mit der lieblichen umgebenden Rheinlandschaft sehr gut zusammenklingt. Zudem wird der Blick des die Brücke als Verkehrsweg Benutzenden, der fast unmittelbar mit den Konstruktionsmassen in Berührung kommt, durch außerordentlich hoch aufragende und große Baumassen nicht gefangen und gestört.

Auch für die neue Duisburger Straßenbrücke bestanden bereits zwei Vorbilder in der Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Wesel[7]) und der neuen Eisenbahnbrücke über den Rhein zwischen Mannheim und Ludwigshafen[8]). Diese Brücken gehören, wie kürzlich auf einer Tagung ausgesprochen wurde, nicht zu den Lieblingen unserer Architekten. Doch scheint uns der in freiem, fast unbebautem Gelände errichtete Brückenzug der Weseler Brücke durchaus ansprechend und gut zu wirken. Anders dagegen in Mannheim, wo man die Brückenform dem Zwang der unmittelbaren Nachbarschaft mit einer bestehenden engmaschigen Gitterbrücke unterordnen mußte. Diese Brücke befindet sich auch zwischen dichtbebauten Ufern. Auch mit ihr kommen die an dieser Stelle den Rhein kreuzenden Menschen zum großen Teil in sehr nahe Berührung, weil zwei Straßenbrücken unmittelbar benachbart sind. Dieser Brückenbau ist das Ergebnis eines öffentlichen Wettbewerbes, welcher für Ingenieure und Architekten ausgeschrieben war. Er zeigt, daß in solchen Zwangsfällen sogenannte schöne Lösungen ohne Aufwendung ungeheurer Kosten nicht erreichbar sind.

Zweifellos wird die neue Krefelder Adolf-Hitler-Brücke einen starken Gegensatz zu der Graf-Spee-Brücke in Duisburg bilden. Auf einen wesentlichen Teil der Vorzüge dieser neuen Brückenform haben wir bereits hingewiesen. Im weiteren Sinne bestehen ja auch für diesen neuen Brückentyp, den Balken mit Hängegurten, bereits Vorbilder in der alten Straßenbrücke über den Neckar in Mannheim, der Donaubrücke bei Vohburg, der Neutorbrücke in Ulm und der Brücke über den Bahnhof Gesundbrunnen in Berlin u. a. m. Bei diesen Brücken handelt es sich aber um wesentlich geringere Stützweiten, und außerdem weisen die Balken ausnahmslos geschwungene Obergurtformen auf und entbehren dadurch der äußeren Ähnlichkeit mit dieser neuen straffen Überbauform von Dr.-Ing. Voß. Charakteristisch für diese ist auch das wesentlich kleinere Verhältnis der Höhe des Fachwerkbalkens zum Portalpfosten. Diese Form einer großen Brücke erfüllt alle Voraussetzungen, die man hinsichtlich der Gestaltung billigerweise von einem Brückenbauwerk fordern kann. Hervorzuheben ist schließlich auch die fast vollkommen freie Sicht von der Brücke aus und die Vermeidung von Verbänden über der Fahrbahn. Das Bild 5 zeigt die ausgezeichnete Wirkung des Gesamtbaues nach einem Entwurfsbild, das Bild 6 einen Durchblick durch die Brücke selbst.

Hinsichtlich ihrer äußeren Wirkung zeigt diese Brücke fast das gleiche gute Aussehen wie eine Hängebrücke, sie hat aber den Vorzug, wesentlich billiger zu sein. Auch verkehrstechnisch ist sie infolge ihrer größeren Steifigkeit der Hängebrücke überlegen.

Im Zuge der Reichsautobahnen sind und werden zur Zeit zahlreiche Stahlbrücken als vollwandige Überbauten auch mit größeren Stützweiten über Ströme und Taleinschnitte ausgeführt. Darunter befinden sich nur zwei Fachwerkbrücken über die Elbe, bei welchen die größeren Stützweiten der Schiffahrtöffnungen von 130 und 154 m die Ausführung von Vollwandbalken wegen ihrer wirtschaftlichen Unterlegenheit doch verbot. In beiden Fällen, sowohl bei der Brücke bei Dresden-Kemnitz[9]) als auch der bei Hohenwarthe, wurde offenbar das Brückenbild der Landschaft bewußt untergeordnet. Beide Überbauten konnten mit obenliegender Fahrbahn als bescheiden wirkende Ständerfachwerke mit steigenden und fallenden Streben ausgebildet werden. Neben den zahlreichen Eisenbetontragwerken der Reichsautobahnbrücken, welche hauptsächlich als Balken mit kleinen Stützweiten in Erscheinung treten, sind die vollwandigen Stahlbrücken, besonders auch die großen Strom- und Talbrücken mit Stützweiten bis etwa 100 m in jeder Umgebung und jedem Landschaftsbild zweifellos von ausgezeichneter Wirkung. Begünstigt und möglich wurde die Anwendung vollwandiger Stahlbalken hierbei stets durch die Unterordnung der Hauptträger unter die Fahrbahn und durch die Anordnung mehrerer Hauptträger. Wo diese Voraussetzungen nicht vollständig erfüllt sind, wie z. B. bei der Kaiserbergbrücke bei Duisburg mit 103 m Stützweite, kommt ein Stabbogen mit vollwandigem Versteifungsträger zur Ausführung. Allerdings werden auch hier für die beiden Fahrbahnen der Reichsautobahn vier Hauptträger angeordnet.

Bild 5. Die neue Adolf-Hitler-Brücke bei Krefeld.

Diese neue starke Bevorzugung vollwandiger Balken bei den Reichsautobahnen begünstigt zugleich auch die Förderung und Anwendung der Schweißung im Stahlbau. Die Urform des Stahlbaues, das Fachwerk, welchem für die Entwicklung des Ingenieurbaues zweifellos ein überragendes Verdienst zukommt, wird dadurch stark in den Hintergrund gedrängt. Man muß sich aber vergegenwärtigen, daß gewisse Bauaufgaben und insbesondere solche des Großbrückenbaues allein nur mit dem Fachwerk zu meistern sind. Hinzu kommt, daß die Ausführung von Fachwerken der Wirtschaftsanforderung des nationalsozialistischen

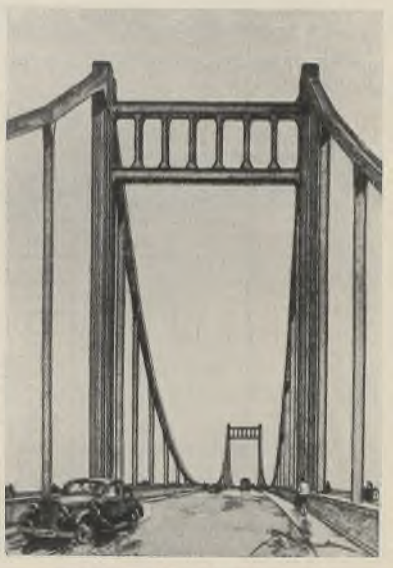


Bild 6. Durchblick durch die Adolf-Hitler-Brücke bei Krefeld.

[6]) Bauing. 1927, S. 242 bis 247. — [7]) Bautechn. 1927, S. 662 u. 686. — [8]) Bautechn. 1931, S. 547; 1932, S. 61, 87 u. 595.

[9]) Bautechn. 1935, S. 473.

Deutschlands durch die Möglichkeit weitgehender Werkstoffausnutzung und Schaffung von vermehrter Arbeitsmöglichkeit besser entspricht als der Vollwandträger. Urteile, welche nur in geschlossenen Flächen erträgliche Bauformen sehen wollen und aus Unkenntnis der richtungweisenden strengen Anforderungen des Ingenieurbaues an wirtschaftlichen und Zweckmäßigkeitsfragen nur zu gern vorbeigehen, sollten aber die freien Gestaltungsmöglichkeiten des Ingenieurbaues niemals einschränken dürfen. Zweifellos würde man sonst gar manche Weiterentwicklung und manchen Fortschritt unterbinden.

Die hier kurz besprochenen neuen Rheinbrücken verdienen im Hinblick darauf unsere besondere Beachtung. Unter den den mittleren Lauf des Rheinstromes bislang hauptsächlich beherrschenden Fachwerkbogen finden wir auch allgemein anerkannt schöne Beispiele. Wie die Überbauten der Rüdesheimer Eisenbahnbrücke zeigen, ist auch vornehmlich die Wahl erträglicher Maßstäbe für die überaus gute Wirkung entscheidend. Um dies zu erkennen, braucht man noch nicht einmal auf die alten und ebenso schönen, wie verkehrlich unzureichenden Bogenbrücken bei Horchheim und Koblenz zu verweisen. Die neuesten Rheinbrücken zeigen nun, daß wir uns bei Bewältigung von Bauaufgaben dieser Größe und besonders großen Stützweiten nicht mehr auf die Tragform des Bogens beschränken müssen, auch wenn man die bei solchen Stützweiten ungewöhnlich teure Hängebrücke ebenso vermeiden will wie die Nachahmung ausländischer Ungeheuer. Aber beim Bogen wie beim Balken wird für so große Stützweiten nur das Fachwerk gute Gestaltungsmöglichkeiten ergeben, denn auch der schlanke Stabbogen mit vollwandigen Versteifungsträgern dürfte dann nicht mehr in Betracht kommen. Für jede Tragform, namentlich aber für den Fachwerkbogen wie für den Fachwerkbalken wird die Wahrung guter Maßstäbe für die äußere Wirkung von ausschlaggebender Bedeutung sein. Hierauf hat schon vor 15 Jahren sehr eindringlich in einem bemerkenswerten Aufsatz Architekt Dipl.-Ing. Wehner-Düsseldorf hingewiesen[10]). Auch die drei neuen Rheinbrücken lassen die Bedeutung der Maßstäbe mit überzeugender Eindringlichkeit erkennen. Die für die neue Krefelder Rheinbrücke vom entwerfenden Ingenieur gewählte Tragform bringt uns eine neue und gute Gestaltung des Balkens für große Stützweiten und damit schließlich auch den erneuten Beweis dafür, daß die Gestaltungsmöglichkeiten im Stahlbau und namentlich bei der Stahlfachwerkbrücke noch lange nicht erschöpft sind.

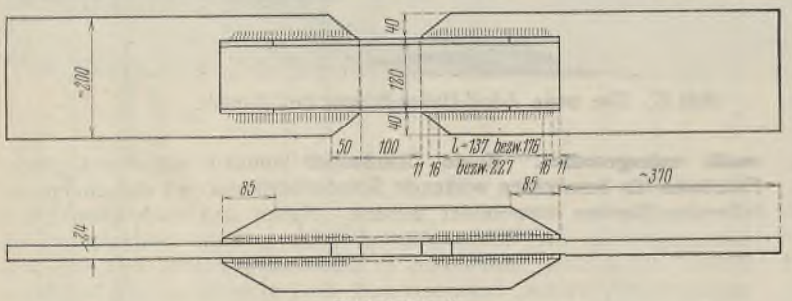
[10]) Der Eisenbau 1919, S. 183.

Alle Rechte vorbehalten.

Dauerversuche mit großen Schweißverbindungen bei oftmaligem Wechsel zwischen Zug- und Druckbelastung sowie bei oftmaliger Zugbelastung.

Von **Otto Graf.**

Die Erkenntnisse über den Einfluß der Beschaffenheit und der Bauart der Schweißverbindungen sind zunächst aus Zugversuchen gewonnen worden, bei denen die Zuglast zwischen einem sehr kleinen unteren Wert und einer oberen Grenze oftmals wechselte (Ursprungsbelastung); dann folgten Dauerzugversuche, bei denen die untere Lastgrenze höher gewählt und damit der Anteil der ruhenden Last an der Gesamtlast größer wurde. Es zeigte sich dabei u. a., daß die Schwingungsweite, welche oftmals ertragen wird, bei Ursprungszugbelastung meist nur wenig größer ist, als wenn erhebliche ruhende Lasten neben den oftmals wiederkehrenden Lasten wirkten. Es erschien geboten, zu prüfen, ob diese geringe Veränderlichkeit der Schwingungsweite auch beim Wechsel zwischen Zug- und Druckbelastung auftritt[1]).



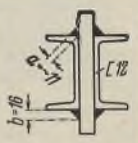


Bild 1 bis 3.

Zu solchen Versuchen war außerdem Anlaß gegeben durch die Feststellung, daß Nietverbindungen beim Wechsel zwischen Zug- und Druckbelastung erheblich größere Schwingungsweiten ertragen als bei Ursprungszugbelastung[2]).

Die Versuche, über die im folgenden berichtet wird, sind im Auftrag des Ausschusses für Versuche im Stahlbau in der Materialprüfungsanstalt an der Technischen Hochschule Stuttgart ausgeführt worden[3]).

Untersucht wurden:

a) Verbindungen mit Flankenkehlnähten nach Bild 1 bis 3, und zwar mit der Nahtlänge $l = 137$ mm, entsprechend $\varrho : \sigma = 0{,}54$,
" " " $l = 176$ mm, " $\varrho : \sigma = 0{,}44$,
" " " $l = 227$ mm, " $\varrho : \sigma = 0{,}32$[4]),

b) Verbindungen mit Stumpfnähten, ausgeführt als X-Nähte in Blechen von rd. 180 mm Breite und 24 mm Dicke.

Die Zugfestigkeit der Werkstoffe wurde durch Kugeldruckversuche nach DIN 1605 II nachgeprüft. Dabei ergab sich

a) für die ⊏-Stähle NP 12 zu den Verbindungen mit Flankenkehlnähten nach Bild 1 bis 3 (Mittelwerte von Steg und Flansch),
die Kugeldruckhärte zu H 5/750/30
$= 112$ bis 134 kg/mm²
und daraus die Zugfestigkeit zu σ_B
$= 0{,}36\ H = 40$ bis 48 kg/mm²,
im Mittel 45 kg/mm²;

b) für die Bleche 180 × 24 mm zu den Verbindungen mit Stumpfnähten die Kugeldruckhärte zu $H_n = 131$ bis 164 kg/mm²
und daraus die Zugfestigkeit zu $\sigma_B = 0{,}36\ H_n = 47$ bis 59 kg/mm²,
im Mittel 55 kg/mm².

Zerreißversuche mit Proben von b) aus dem Körper X 7 lieferten die obere Streckgrenze zu $\sigma_F = 30{,}7$ und 32,1 kg/cm², die Zugfestigkeit zu $\sigma_B = 49{,}5$ und 50,5 kg/mm².

Die Versuchskörper wurden von der Maschinenfabrik Eßlingen kostenlos geliefert.

Das Schweißen geschah gemäß Angabe mit stark ummantelten Elektroden Siemens K 160.

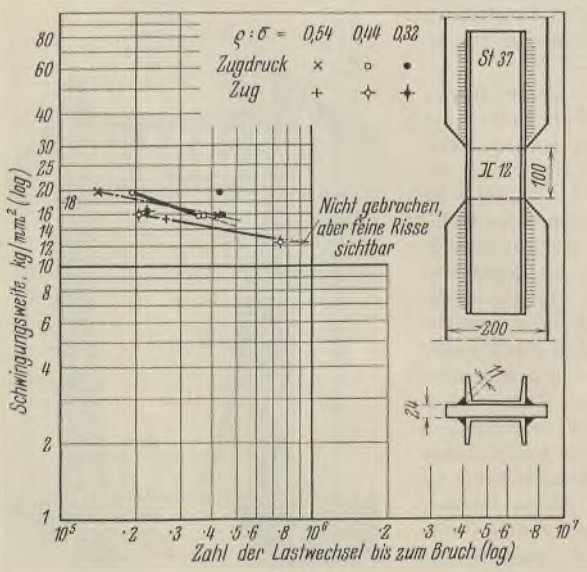


Bild 4.

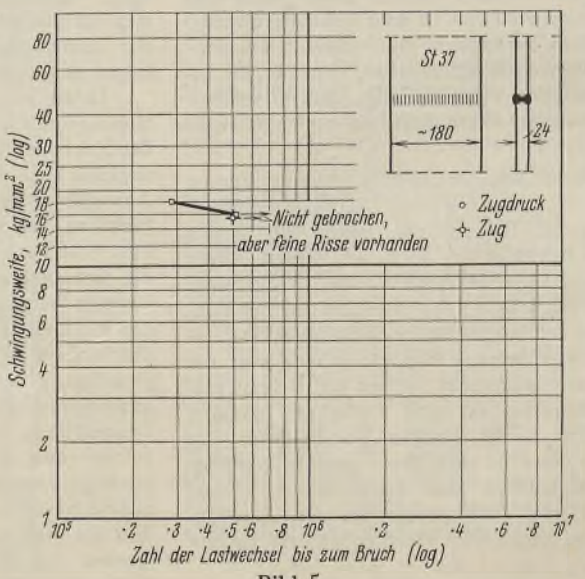


Bild 5.

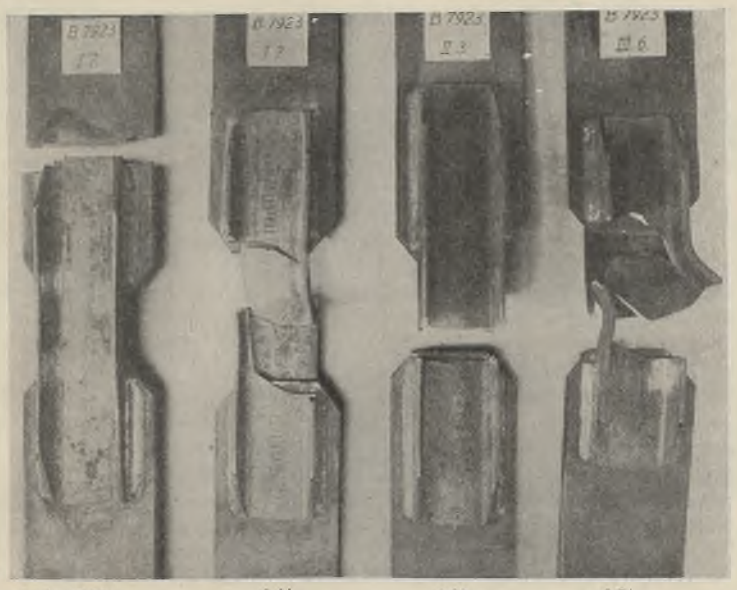
[1]) Vgl. Dauerfestigkeitsversuche mit Schweißverbindungen, Bericht des Kuratoriums für Dauerfestigkeitsversuche, VDI-Verlag, 1935, S. 18 u. f.

[2]) Vgl. Versuche im Stahlbau, Heft B5, Verlag Julius Springer, Berlin 1935, S. 42 u. f.

[3]) Die Ausführung der Versuche besorgten die Herren Dr.-Ing. Weil und Ingenieur Munzinger.

[4]) Die Sollwerte waren $l = 137$, 178 und 232 mm, entsprechend $\varrho : \sigma = 0{,}55$ und 0,42 und 0,32. Die wirklichen Werte sind nach dem Versuch durch Ermittlung der Abmessungen der Querschnitte der Profile und der Schweißnähte festgestellt worden.

Bruch nach			
371 161	359 467	445 810	423 781
Lastwechseln zwischen $\sigma =$			
± 8	± 8	± 8	± 8 kg/mm²
	(in den ⊏-Profilen)		



$\varrho : \sigma = 0{,}44$	0,44	0,32	0,54

Bild 6.
Probekörper mit Bauart nach Bild 1 bis 3 nach dem Dauerversuch.

Bild 7. Bruchflächen des Körpers I 7 (vgl. Bild 6, links).

Die Flankenkehlnähte der Verbindungen nach Bild 1 bis 3 wurden in fünf bis sieben Lagen aufgebracht; die erste Lage mit 4 mm dicken Elektroden, die übrigen Lagen mit 5 mm dicken Elektroden. Die Schweißstromspannung betrug dabei 30 bis 34 V, die Schweißstromstärke 190 A für die 4-mm-Elektroden bzw. 235 A für die 5-mm-Elektroden. Die Stumpfnähte wurden in etwa zehn Schweißlagen mit 4 mm dicken Elektroden hergestellt; der Fugenwinkel betrug 60°, die Schweißstromspannung 25 V und die Schweißstromstärke 190 bis 200 A. Alle Nähte sind in waagerechter Lage geschweißt worden.

Die Prüfung erfolgte in den früher beschriebenen Einrichtungen[5]).

Ermittelt wurde die Schwingungsweite, welche 500 000 mal ertragen wird, wenn gleich große Zug- und Druckkräfte abwechselnd wirken, sowie wenn die Zugkraft zwischen $\sigma_{uz} = 0{,}5$ kg/mm² und σ_{oz} wechselt. Die Zahl der Lastwechsel betrug beim Wechsel zwischen Zug- und Druckbelastung minutlich 7 bis 12, bei den Zugversuchen minutlich 7 bis 10.

Die Ergebnisse der Versuche mit den Verbindungen nach Bild 1 bis 3 finden sich in Bild 4. Zu den Schwingungsweiten als Ordinaten sind die Lastwechsel, welche bis zum Bruch der Verbindungen ausgeführt wurden, als Abszissen aufgetragen. Die Werte, welche zusammengehören, sind, soweit angängig, durch Linienzüge verbunden.

Hiernach fand sich die Schwingungsweite, die 500 000 mal im Wechsel zwischen Zug- und Druckbelastung getragen wurde,

bei den Verbindungen mit $\varrho : \sigma = 0{,}32$ zu rd. 16 kg/mm²,
" " " " $\varrho : \sigma = 0{,}44$ " " 15 " ,
" " " " $\varrho : \sigma = 0{,}54$ " " 15 " ,

also so wenig verschieden, daß ein deutlicher Einfluß der Größe $\varrho : \sigma$ nicht zu erkennen ist.

Die Schwingungsweiten, welche bei Ursprungszugbelastung 500 000 mal getragen wurden, fanden sich nach Bild 4 etwas kleiner als beim Wechsel zwischen Zug- und Druckbelastung, nämlich zu rd. 14 kg/mm². Die Widerstandsfähigkeit ist also beim Wechsel zwischen Zug- und Druckbelastung nur wenig höher ausgefallen als bei Ursprungsbelastung im Einklang mit dem, was nach früheren Dauerzugversuchen mit Schweißverbindungen zu erwarten war.

Die Ergebnisse der Versuche mit den Stumpfnahtverbindungen sind in Bild 5 dargestellt. Auch diese Versuche geben an, daß die Schwingungsweite, welche 500 000 mal ertragen wird, von der Art der Belastung nicht erheblich beeinflußt wird.

Bild 6 zeigt vier Proben nach Bild 1 bis 3 im Zustand nach dem Dauerversuch. Der Bruch erfolgte hiernach stets beim Beginn der Flankennähte, in der Regel in den ⊏-Profilen, ausnahmsweise (nur einmal, und zwar bei dem Körper I 7 in Bild 6 links) im Blech.

Bild 8.
Bruchflächen von Verbindungen mit Stumpfnähten.
Oben Probekörper X 7 nach 284 930 Lastwechseln zwischen $\sigma_d = -9$ kg/mm² und $\sigma_z = +9$ kg/mm², unten Probekörper X 6 nach 503 378 Lastwechseln zwischen $\sigma_{uz} = 0{,}5$ kg/mm² und $\sigma_{oz} = 16$ kg/mm² sowie 17 888 Lastwechseln zwischen $\sigma_{uz} = 0{,}5$ kg/mm² und $\sigma_{oz} = 18{,}5$ kg/mm².

Bild 7 zeigt die Bruchfläche des Körpers I 7. Die mittlere Anstrengung im Bruchquerschnitt wechselte zwischen + und — 5,3 kg/mm² gegenüber ± 8 kg/mm² in den ⊏-Profilen.

In Bild 8 sind die Bruchflächen von zwei Stumpfnähten dargestellt, oben vom Körper X 7 nach Lastwechseln zwischen $\sigma_d = -9$ und $\sigma_z = +9$ kg/mm², unten vom Körper X 6 nach Lastwechseln zwischen

$\sigma_{uz} = 0{,}5$ und $\sigma_{oz} = 16$ kg/mm²
sowie zwischen $\sigma_{uz} = 0{,}5$ und $\sigma_{oz} = 18{,}5$ kg/mm².

Der Bruch ging von Endkratern und vom Übergang zwischen zwei Schweißnahtraupen bzw. vom Übergang der Schweißnahtraupen zum Blech an der Oberfläche der Stumpfnaht aus.

[5]) Vgl. Versuche im Stahlbau, Heft B 5, S. 44 u. f.

Alle Rechte vorbehalten.

Ein beachtenswerter Stahlskelett-Großbau.

Von Dipl.-Ing. **Spatny**, Mannheim/Rhein.

(Schluß aus Heft 19.)

Einzelheiten der Stahlkonstruktion selbst.

Da die Bauherrschaft den größten Wert auf mittige Aufhängung der Einschienenkatzen über den Gruben legte, waren von vornherein die Pfettenabstände der Grubenhalle und damit die Feldereinteilung der Binder gegeben, was zu dem wohl mittensymmetrischen, aber sonst in sich unregelmäßigen Fachwerkbindersystem mit einfachem Strebenzug führte. Bei dreimal 19,50 m Stützweite beträgt die Systemhöhe 1,80 m, die durchschnittliche Feldweite 2,30 m. Die Rücksicht auf die Bewegung der Laufkatzen zwang zur Anordnung der Mittelstützen in Feldmitte, weshalb an dieser Stelle ein Strebenkreuz mit Hilfspfosten eingebaut werden mußte (Bild 2). Die Pfetten, von Binder zu Binder ungestoßen durchlaufend, bestehen aus I 28 und sind mit Schrägstäben aus zwei ⌞ 60/60/6 bei einer Ausladung von je 1,80 m an den Binderpfosten aufgehängt. Die satteldachförmig mit 1% geneigten Binder selbst sind einwandig aus Knotenblechen und Winkeln zusammengefügt, bieten also hinsichtlich ihrer Konstruktion nichts Besonderes. Um die Dichtheit der durch die unteren Glasstaubdecken abgeschlossenen Oberlichter zu vervollkommnen, wurden in den Binderuntergurten zwischen den einzelnen Knotenblechen durch-

gehende Futter eingenietet. Diese Glasstaubdecken liegen mit einfachen ⊥-Sprossen einerseits auf den Binderuntergurtwinkeln auf, andererseits stützen sie sich an den Oberlichtfußpunkten auf quer zur Halle durchlaufende Winkel ab, die gleichzeitig als Pfettenaussteifung und als Abschluß der Bimsplatten-Dacheindeckung dienen (Bild 4). Besondere Dachverbände sind nicht vorgesehen worden, da der Bimsplattenbelag in Verbindung mit der schrägstäbigen Pfettenaufhängung genügende Steifigkeit gewährleistet. Die im Fundament eingespannten Außenstützen sind I P 20, die mittleren Pendelstützen I P 26.

Die verhältnismäßig großen Rahmenabstände des Hochbaues und die weiter unten angegebenen schweren Deckenlasten veranlaßten trotz teilweise eingespannter Auflagerung die Wahl von breitflanschigen Profilen für die normalen Deckenträger, um an Deckenhöhe zu sparen. Diese wirtschaftlich nicht günstig Maßnahme wurde aber durch die Ausführung der Rahmenriegel in Normalprofilen wieder ausgeglichen, wie eingehende Kostenvergleichsberechnungen ergaben. Bezüglich der Durchbiegung der niederen breitflanschigen Deckenträger bestehen keine Bedenken, wie untenstehend näher erläutert wird. Die Deckenträger des Erd- und 3. Obergeschosses sind I P 24, die des 1. und 2. Stockwerks I P 28. Die Dachträger wurden in I 22 ausgeführt. Die Wand und Brüstungsträger der beiden Langfronten sind I 36 bis $42^1/_2$.

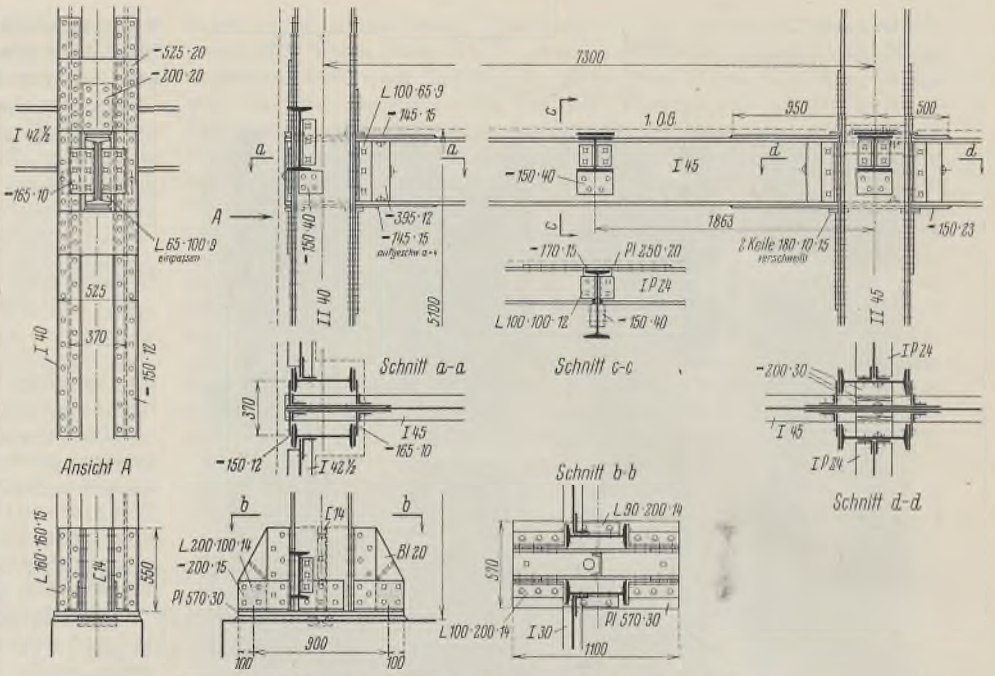


Bild 10. Hochbau. Großer Stockwerkrahmen 3.

Wie eingangs bereits angedeutet, erreichte man bei den normalen Stockwerkrahmen die allseitige Steifheit der Knoten mittels Hindurchstecken der einwandigen schmalen I-Riegel durch die doppelwandigen Stützen, die ebenfalls aus I-Trägern zusammengenietet sind. Die hierbei allerdings entstehenden schlanken Deckenrippen mußte man in Kauf nehmen, wozu man sich um so leichter entschloß, als diese in einem derartig langen Industriehochbau eine gewisse Belebung hervorrufen, ganz abgesehen von der architektonisch nicht ansprechenden Durchdringung eventuell glatter Decken mit den mächtigen doppelwandigen Stützen.

Die Riegel sind dem Momentenverlauf entsprechend durch aufgeschweißte Platten verstärkt und schwanken in ihren Profilen zwischen I 38 und 45. Die biegungssteifen Stöße der Riegelstränge liegen sämtlich in dem kleinen 5,50 m weiten Mittelfeld. Die Stützen der Stockwerkrahmen 2 bis 13 bestehen aus einem Doppelprofil II 34 bis 45 entsprechend den verschiedenen Rahmenabständen nach Bild 1 und sind in jedem Strang nur einmal, in der Mitte des 2. Obergeschosses biegesicher gestoßen. In Knotennähe passen sie sich durch aufgenietete Einzelplatten dem Momentenverlauf an. Bild 10 zeigt die grundsätzliche Durchbildung eines äußeren uud mittleren Steifknotens in Verbindung mit den teilweise eingespannten Deckenträgeranschlüssen und der Stützenfußausbilduug.

Die starre Einspannung der Riegel in den doppelwandigen Stützen wird durch 20 mm starke Scherplatten, die auf die Stielflansche aufgenietet sind, und durch die eingeschweißte 25 mm-Doppelverkeilung erzielt. Diese Steifknotenausbildung stellt wohl die zuverlässigste Lösung zur Übertragung bedeutender Riegeleinspannmomente auf die Stützen bei derartigen Stockwerkrahmenkonstruktionen dar. Zudem ist sie wirtschaftlich und montagetechnisch günstig. Zur einwandfreien Übertragung der großen Keildrücke sind auf die Scherplatten 20 mm starke Beibleche zwischen den Stützenprofilen aufgenietet. Die Riegelstege sind an den Knoten durch eingepaßte Anschlußwinkel zur Aufnahme der bedeutenden Scherkräfte besonders ausgesteift, nachdem die Überschreitung der reduzierten Hauptspannung aus Biegungsmoment und Querkraft an den Knoten durch eingepaßte, eingeschweißte Steglaschen bereits verhindert wird. Da aus architektonischen Gründen senkrechte Stützenrippen an den Außenfronten nicht in Frage kamen, mußten die Brüstungsträger an den Außenstützen außermittig angeschlossen werden, so daß die teilweise eingespannte Auflagerung nicht möglich war (Bild 10). Dagegen gewährleisten bei den Deckenträgersträngen der Mittelstützen durch diese hindurchgesteckte Zuglaschen auch hier die Kontinuität. Die dabei an den Unterflanschen auftretenden Druckkräfte werden durch eingeschweißte Druckstücke übertragen.

Die kräftigen Stützenfüße gewährleisten eine gute Druckverteilung auf die Eisenbetonfundamente bei ausreichender Einspannung. Der Maximalbreite der durchgehenden Fundamentgurtträger von 60 cm entsprechend durfte die Breite der Fußplatte 57 cm nicht überschreiten. Zur leichten Aufstellung und Zentrierung der Stahlkonstruktion dienten Flachstahlknaggen in Verbindung mit Kranbahnschienenstücken, welche in die Fundamente einbetoniert sind und deren gegenseitiger Abstand auf das genaueste festgelegt werden kann. Mit Rücksicht auf betriebstechnische Forderungen mußten die Erdgeschoß-Fensterbrüstungen durch eigene Wandträger, die an den Füßen der Außenstützen angeschlossen sind, abgefangen werden.

Die Steifknoten der Dachriegel sind ähnlich, aber einfacher und ohne Keile ausgeführt.

Die beiden Endrahmen 1 und 14 der Giebelseiten wurden einwandig aus I P-Profilen zusammengesetzt, da ihre Belastung wesentlich kleiner ist und da sie in den Giebelwänden verschwinden mußten. Ihre Profile liegen zwischen I P 30 und 40. Die steifen Riegelanschlüsse sind elektrisch geschweißt vorgesehen gemäß Bild 11. Die dabei auftretenden Stützenscherkräfte werden durch eingeschweißte Aussteifungsflachstähle in die Stützenstege übergeleitet. Die Fußausbildung ist ähnlich derjenigen bei den normalen Stockwerkrahmen.

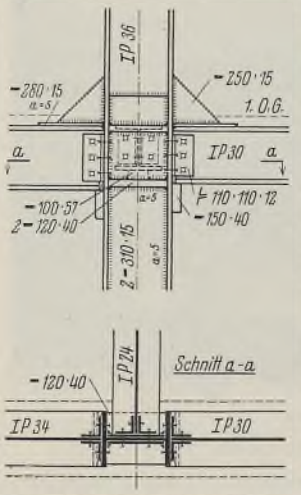


Bild 11. Hochbau. Geschweißter Giebelwand-Rahmenknoten 1.

Der nördliche Endrahmen 14 besitzt im Erdgeschoß mit Rücksicht auf eine im Altbau vorhandene Türöffnung insgesamt fünf Stützen, wie bereits eingangs hervorgehoben wurde.

Die Anordnung und die konstruktiven Einzelheiten der durch die beiden Treppenhäuser und Aufzugsschächte bedingten Wechsel- und Entlastungsträger entbehren eines besonderen Interesses.

Als wirksamer Feuerschutz mußte laut Anordnung der Baupolizeibehörde bei allen Trägerkonstruktionen des Hochbaues ein Mindestüberstand der Kiesbetonummantelung von 3 cm über die äußersten Flächen der Träger, bei den Stützen sogar eine Betondeckung von mindestens 5 cm eingehalten werden. Bei der hölzernen Dachausbildung gewährleisten die Welleternit-Dachhaut und die Heraklith-Staubabdeckung einen ausreichenden Schutz gegen Feuersgefahr.

Belastungen und statische Bearbeitung.

Für die in Bild 4 dargestellte Dachdecke der Grubenhalle wurde eine Gesamtbelastung von 230 kg/m² der statischen Berechnung zugrunde gelegt, für die Oberlichter eine solche von 210 kg/m², bezogen auf den Oberlichtgrundriß. Ferner ist an jedem Pfettenstrang je eine Laufkatze mit 2 t Gesamtlast berücksichtigt. Die Pfetten selbst, die bei jedem Binder gestoßen sind, wurden der gewählten Hängebauweise entsprechend als durchlaufende Träger behandelt. Da die beiden Endfelder eines solchen Pfettenstückes im Vergleich zum Mittelfeld aber sehr klein und praktisch nicht belastet sind, war die Annahme einer teilweisen Einspannung im Sinne der Hochbauvorschriften nicht statthaft. Nach eingehenden Voruntersuchungen wurde vielmehr das Biegungsmoment in dem theoretisch 8 m weit gestützten Mittelfeld nach den Formeln $^1/_{12}\,Ql$ bzw. $^1/_8\,Pl$ bestimmt, wofür sich das Pfettenprofil I 28 ergab, wie früher bereits angedeutet. Eine angenäherte Durchbiegungsberechnung für dieses Profil zeigte, daß die Maximaleinsenkung in Feldmitte bei 1,01 cm gegenüber 1,60 cm noch innerhalb der behördlich zugelassenen Grenze blieb. Jedoch besteht zu dem Hinweis Veranlassung, daß bei einer derartigen Dachkonstruktion eine weitere Vergrößerung der Binderabstände nicht ratsam erscheint, da, ganz abgesehen von der in Frage gestellten Wirtschaftlichkeit, ein sichtbares Durchhängen der Pfetten zu erwarten wäre.

Die im Osten um 2 m vorkragenden Pfettenstränge konnten auch hier statisch als „Mittelfeld" behandelt werden, wodurch mit Rücksicht auf den einwandfreien ungestörten Lauf der Katzen Verstärkungen des Pfetten-

profils entbehrlich wurden, ganz abgesehen von der ungehinderten Verlängerungsmöglichkeit der Grubenhalle.

Die parallelgurtigen Fachwerkbinder sind als durchlaufende Träger über drei gleichen Öffnungen unter der Annahme konstanten Trägheitsmoments berechnet worden. Während die Dach- und Oberlichtlast für die Binder eine ruhende Vollbelastung darstellt, hat man die beweglichen Katzlasten öffnungsweise als gleichmäßig verteilt wirkend bei den Momenten und Querkräften berücksichtigt. Die Obergurtungen der Binder haben außerdem die von den Oberlichtern herrührenden zusätzlichen Biegungsspannungen aufzunehmen. Eine Verdrehungsberechnung der Binder infolge einseitiger Schneelast wurde nicht aufgestellt, da eine solche Belastung sehr unwahrscheinlich ist.

Wie früher bereits bemerkt, sind die Außenstützen unten eingespannt, die Innenstützen dagegen als Pendelstützen berechnet worden.

Die zulässige Spannung beträgt für die Stahlkonstruktion 1400 kg/cm² bei Flußstahl St 37.12, für die Eisenbetonpressungen der Fundamente 70 kg/cm², da sämtliche Fundamente stark bewehrt sind, und für die Bodenbeanspruchung 1,5 kg/cm².

Die Lasten der in den Bildern 6 bis 8 dargestellten Hochbaudecken seien des besseren Verständnisses der Stahlkonstruktion wegen hier kurz zusammengestellt.

Erdgeschoßdecke (Eisenbeton-Voutenplattendecke): $g = 500$ kg/m², $p = 1000$ kg/m² + 20% Erschütterungszuschlag für die im 1. Stock untergebrachten, stoßweise arbeitenden Maschinen, zusammen also $q = 1700$ kg/m². Hinzu kommen noch teilweise die von der Grubenhalle herrührenden Einschienenkatzlasten, je Pfettenstrang 2 t.

1. und 2. Stock-Decke (Eisenbeton-Hohlstegdecke): $g = 450$ kg/m², $p = 1000$ kg/m², also zusammen $q = 1450$ kg/m².

3. Stock-Decke (ebenfalls Eisenbeton-Hohlstegdecke): $g = 410$ kg/m², $p = 600$ kg/m², somit $q = 1010$ kg/m².

4. Stock-Dachdecke (Welleternit-Dach mit untergehängter Staubdecke): $g = 90$ kg/m², $p = 80$ kg/m² (Schnee), zusammen $q = 170$ kg/m².

Durch diese bedeutenden Deckenlasten finden die eingangs dargelegten technisch-wirtschaftlichen Betrachtungen, die zur Anordnung der beiden Mittelstützenreihen führten, ihre Begründung.

Mit Ausnahme der Dach- und Wandträger sind sämtliche übrigen Deckenträger als teilweise eingespannt gemäß den behördlichen Vorschriften gerechnet und in breitflanschigen Profilen ausgeführt worden. Sie nehmen die gesamten auf sie entfallenden Deckenlasten ohne Rücksicht auf die zusätzliche Tragfähigkeit der Betonummantelung allein auf. Dagegen war der Verfasser durch die teilweise großen Deckenträgerspannweiten von 7,30 m gezwungen, bei der Durchbiegungsberechnung die zusätzliche Steifheit der mit Querbügeln gut armierten Ummantelungsrippen in Anspruch zu nehmen. Es ist sehr zu begrüßen, daß gerade diese Erkenntnis auch in den neuesten Bestimmungen der DIN 1050 eine entsprechende Würdigung gefunden hat, wodurch größere Abstände der Haupttragwerke wirtschaftlich überhaupt erst anwendbar sind. Im vorliegenden Fall bewegen sich die rechnerischen Einsenkungen zwischen $^1/_{400}$ und $^1/_{500}$ der Stützweiten. Die oberen Kontinuitäts-Zugkräfte werden ganz durch die aufgenieteten Zuglaschen aufgenommen. Die symmetrischen Stockwerkrahmen mit allseitigen Steifknoten und eingespannten Stützenfüßen sind unter Vernachlässigung des Einflusses der Normal- und Querkräfte auf die Formänderungsarbeit nach einer theoretisch genauen Deformationsmethode nur für lotrechte Lasten berechnet worden. Diese Berechnungsweise, die im wesentlichen mit den von Dr.-Ing. Unold in seiner Broschüre „Die praktische Berechnung der Stahlskelett-Rahmen" (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1933) entwickelten Theorien übereinstimmt, setzt zur bedeutenden Vereinfachung der Rechenarbeit die waagerechte Unverschieblichkeit aller Rahmenknoten voraus und führt über die als statisch Unbekannte gewählten Knotendrehwinkel rasch und sicher zur Bestimmung der Knotenmomente. Die hierbei nach einem äußerst einfachen Schema aufstellbaren linearen Gleichungstafeln weisen selbstverständlich die allen Elastizitätsgleichungen charakteristische Diagonalsymmetrie der Beiwerte auf und können mit Hilfe der Rechenmaschine durch Probieren nach ganz wenigen Rechnungsgängen aufgelöst werden.

Hinsichtlich der umstrittenen Frage der Windberücksichtigung bei Hochbauten ist zu bemerken, daß bei einem derartig schweren Baukörper mit so vielen Versteifungsgliedern (vollkommen starre Massivdecken, betonierte Längs- und Giebelwände, mit Beton ummantelte Stützen, Treppenhäuser in Beton und Aufzugsschächte in Ziegelmauerwerk) eingehende Winduntersuchungen sich erübrigen. Bei solchen Großbauten wird dem Windeinfluß immer noch zu viel Bedeutung beigemessen, ganz abgesehen von der Tatsache, daß der Winddruck in unseren Zonen ja nur eine zeitlich sehr beschränkte Belastung darstellt. Selbstverständlich muß es in jedem Einzelfall der praktisch-gesunden Beurteilung des Ingenieurs überlassen bleiben, ob mit oder ohne Wind zu rechnen ist, und es wäre sehr wünschenswert, wenn sich auch die behördlichen Stellen in richtiger Erkenntnis der Sachlage eine einsichtigere, vom Paragraphen losgelöstere Einstellung zu eigen machten und damit dem entwerfenden Ingenieur die Arbeit etwas erleichterten.

Entsprechend der geringen Momentenfortpflanzungsfähigkeit der Stockwerksteifrahmen wurde der Einfluß der riegelweise beweglichen Nutzlast jeweils nur bis zu den unmittelbar benachbarten Knoten verfolgt. Die Stützendruckkräfte sind für Vollbelastung sämtlicher Decken ohne die behördlich zugelassene Nutzlastenabnahme bestimmt und betragen bei den Außenstützen der großen Rahmen im Erdgeschoß 220 t, bei den Mittelstützen 310 t. Die größten Riegelknotenmomente bewegen sich zwischen 47 und 56 tm (bezogen auf den theoretischen Mittelpunkt der Knoten). Die baupolizeilich geforderte Höchstdurchbiegung der Riegel von $^1/_{500}$ der Stützweite konnte bei sämtlichen Riegeln ohne Schwierigkeit eingehalten werden. Ganz besondere Aufmerksamkeit schenkte man den reduzierten Hauptspannungen der Riegel in Knotennähe. Der Schweißnahtberechnung der beiden Giebelwandrahmen 1 und 14 wurde die Schweißvorschrift vom Jahre 1933 zugrunde gelegt und der Vermeidung von Überkopfschweißungen besondere Beachtung bei der konstruktiven Durchbildung zugewendet. Die Stegaussteifung der Walzprofile wurde an Stellen mit großen Querkräften überall gewissenhaft durchgeführt. Die Treppenarme sind bei einem Eigengewicht von 800 kg/m² Grundrißfläche für Nutzlasten von 500 kg/m² berechnet.

Aufstellung der Stahlkonstruktion.

Abgesehen von einer längeren Unterbrechung, die durch die unvorhergesehene Verzögerung anderer an der Baustelle auszuführender Arbeiten bedingt war, konnte die gesamte Stahlkonstruktion der Grubenhalle und des Hochbaues in knapp 13 Arbeitswochen mittels zweier

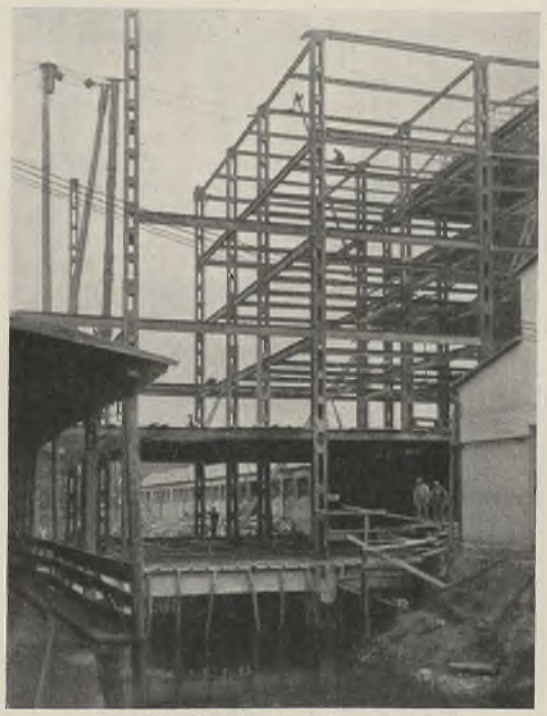


Bild 12. Hochbau. Rahmen 11 u. 12.

Schwenkmaste aufgestellt werden. Begonnen wurde mit dem südlichen Hochbauteil, Rahmen 10 bis 1, an den zwecks größerer Sicherheit die Konstruktion der Grubenhalle angehängt wurde. Die oberen Stockwerke des Hochbaues wurden von der fertig betonierten Erdgeschoßdecke aus aufgestellt, da das Erdgeschoß so schnell wie möglich mit der Halle bezugsreif gemacht werden mußte. Der Aufbau der nördlichen Rahmen 11 bis 14 mitsamt den Deckenträgern beendigte die Montage (Bild 12).

Stahlgewichte und Ausklang.

Die Planung und Entwurfsbearbeitung der gesamten baulichen Anlage, sowie die büro-, werkstatt- und baustellenmäßige Bearbeitung der Stahlkonstruktion lagen in den Händen der Firma Wilhelm Luig, Fabrik für Eisenbauten, Illingen (Wttbg.).

Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion beträgt etwa 1030 t, wovon auf die Grubenhalle 230 t, auf den Hochbau 800 t entfallen. Anschließend seien noch zwei für die Entwurfsbearbeitung derartiger Bauten interessierende Einzelgewichte bekanntgegeben: ein Hallenbinder 10 t, ein großer Stockwerkrahmen rd. 21 t.

Bild 5 zeigt das Innere der geräumigen, gleichmäßig hellen Grubenhalle mit den Einschienenkatzträgern und mit Blick gegen den Hochbau. Links im Hintergrund sind die immerhin schlanken Erdgeschoßstützen des Hochbaues zu sehen.

Bild 9 gibt einen Überblick über die vorläufige Gesamtanlage. Man beachte die harmonische Linienführung und die beruhigende Gesamtwirkung.

Damit ist Württemberg um einen schönen, modernen und imposanten Industriebau reicher, und Deutschland kann sich eines weiteren sichtbaren Beweises seiner hervorragenden Stahlbautechnik rühmen.

DER STAHLBAU
Beilage zur Zeitschrift „Die Bautechnik"

INHALT: Drei neue Straßenbrücken über den Rhein. — Dauerversuche mit großen Schweißverbindungen bei oftmaligem Wechsel zwischen Zug- und Druckbelastung sowie bei oftmaliger Zugbelastung. — Ein beachtenswerter Stahlskelett-Großbau. (Schluß.) — Die neuen zulässigen Tragkräfte für Schrauben nach DIN 1050, Berechnungsgrundlagen für Stahl im Hochbau.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg. — Verlag Wilh. Ernst & Sohn, Berlin W 9. — Druck Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

Die neuen zulässigen Tragkräfte für Schrauben[1]) nach DIN 1050, Berechnungsgrundlagen für Stahl im Hochbau.

Eingepaßte Schrauben — $\sigma_s = 960$ kg/cm²
St 00; Belastungsfall **1 u. 2** — $\sigma_l = 2400$ kg/cm²

Ø	Abscheren einschnitt	Abscheren zweischnitt	Lochleibung 5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
11	0,91	1,82	1,32	1,58	1,85	2,11	2,37	2,64	2,90	3,16	3,43	3,69	3,96	4,21	4,47	4,74	5,00	5,28
14	1,48	2,96	1,68	2,01	2,35	2,69	3,02	3,36	3,70	4,03	4,37	4,70	5,04	5,35	5,71	6,04	6,37	6,72
17	2,18	4,36	2,04	2,45	2,85	3,26	3,67	4,08	4,48	4,90	5,30	5,72	6,12	6,53	6,95	7,34	7,75	8,16
20	3,02	6,04	2,40	2,88	3,36	3,85	4,32	4,80	5,28	5,70	6,24	6,72	7,20	7,70	8,16	8,64	9,12	9,60
23	3,99	7,98	2,76	3,31	3,87	4,42	4,96	5,52	6,08	6,62	7,15	7,74	8,28	8,84	9,38	9,93	10,50	11,04
26	5,10	10,20	3,12	3,74	4,37	5,00	5,61	6,24	6,86	7,48	8,11	8,74	9,36	10,00	10,61	11,22	11,85	12,48
29	6,35	12,70	3,48	4,18	4,88	5,57	6,27	6,96	7,66	8,36	9,06	9,76	10,44	11,14	11,84	12,54	13,23	13,92

Rohe Schrauben — $\sigma_s = 1000$ kg/cm²
St 00, Handelsbaustahl u. St 37; Belastungsfall **1** — $\sigma_l = 1600$ kg/cm²

Ø″	Abscheren einschnitt	Abscheren zweischnitt	Lochleibung 5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
3/8	0,71	1,42	0,76	0,91	1,07	1,22	1,37	1,52	1,68	1,83	1,98	2,13	2,29	2,44	2,59	2,74	2,90	3,05
1/2	1,27	2,54	1,02	1,22	1,42	1,63	1,83	2,03	2,24	2,44	2,64	2,84	3,05	3,25	3,45	3,66	3,86	4,06
5/8	1,98	3,96	1,27	1,53	1,78	2,04	2,29	2,54	2,80	3,05	3,31	3,56	3,82	4,05	4,32	4,58	4,83	5,09
3/4	2,85	5,70	1,53	1,83	2,14	2,44	2,75	3,06	3,36	3,67	3,97	4,28	4,58	4,89	5,20	5,50	5,81	6,11
7/8	3,88	7,76	1,78	2,13	2,49	2,84	3,20	3,55	3,91	4,26	4,62	4,97	5,33	5,68	6,04	6,39	6,75	7,10
1	5,07	10,14	2,03	2,44	2,84	3,25	3,66	4,06	4,47	4,88	5,28	5,69	6,10	6,50	6,91	7,32	7,72	8,13
1 1/8	6,41	12,82	2,29	2,75	3,20	3,66	4,12	4,58	5,03	5,49	5,95	6,41	6,86	7,32	7,78	8,24	8,69	9,15

Eingepaßte Schrauben — $\sigma_s = 1120$ kg/cm²
Handelsbaustahl; Belastungsfall **1 u. 2.** St 37; Belastungsfall **1** — $\sigma_l = 2800$ kg/cm²

Ø	Abscheren einschnitt	Abscheren zweischnitt	Lochleibung 5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
11	1,07	2,14	1,54	1,85	2,16	2,46	2,77	3,08	3,39	3,70	4,01	4,32	4,62	4,92	5,23	5,54	5,87	6,16
14	1,73	3,46	1,96	2,35	2,74	3,14	3,53	3,92	4,31	4,70	5,09	5,48	5,88	6,28	6,67	7,06	7,45	7,84
17	2,55	5,10	2,38	2,86	3,33	3,81	4,28	4,76	5,24	5,72	6,19	6,66	7,14	7,62	8,09	8,56	9,04	9,52
20	3,52	7,04	2,80	3,36	3,92	4,48	5,04	5,60	6,16	6,72	7.28	7,84	8,40	8,96	9,52	10,08	10,64	11,20
23	4,65	9,30	3,22	3,86	4,51	5,15	5,80	6,44	7,08	7,72	8,37	9,02	9,66	10,30	10,95	11,60	12,24	12,88
26	5,95	11,90	3,64	4,37	5,10	5,82	6,55	7,28	8,01	8,74	9,47	10,20	10,92	11,64	12,37	13,10	13,83	14,56
29	7,41	14,82	4,06	4,87	5,68	6,50	7,31	8,12	8,93	9,74	10,55	11,36	12,18	13,00	13,81	14,62	15,43	16,24

Rohe Schrauben — $\sigma_s = 1100$ kg/cm²
St 00, Handelsbaustahl u. St 37; Belastungsfall **2** — $\sigma_l = 1800$ kg/cm²

Ø	Abscheren einschnitt	Abscheren zweischnitt	Lochleibung 5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
3/8	0,78	1,56	0,86	1,03	1,20	1,37	1,54	1,71	1,89	2,06	2,23	2,40	2,57	2,74	2,91	3,08	3,25	3,42
1/2	1,40	2,80	1,14	1,37	1,60	1,82	2,05	2,28	2,51	2,74	2,97	3,20	3,42	3,64	3,87	4,10	4,33	4,56
5/8	2,18	4,36	1,43	1,72	2,00	2,29	2,57	2,85	3,15	3,43	3,72	4,00	4,28	4.57	4,86	5,14	5,42	5,70
3/4	3,14	6,27	1,72	2,06	2,41	2,75	3,10	3,44	3,78	4,13	4,47	4,82	5,16	5,50	5,85	6,19	6,54	6,88
7/8	4,28	8,55	2,00	2,40	2,80	3,20	3,60	4,00	4,40	4,80	5,20	5,60	6,00	6,40	6,80	7,20	7,60	8,00
1	5,58	11,15	2,28	2,74	3,19	3,65	4,10	4,56	5,02	5,48	5,93	6,38	6,84	7,30	7,75	8,20	8,66	9,12
1 1/8	7,05	14,10	2,58	3,10	3,61	4,13	4,64	5,15	5,68	6,20	6,71	7,22	7,74	8,26	8,74	9,28	9,79	10,30

Eingepaßte Schrauben — $\sigma_s = 1280$ kg/cm²
St 37; Belastungsfall **2** — $\sigma_l = 3200$ kg/cm²

Ø	Abscheren einschnitt	Abscheren zweischnitt	Lochleibung 5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
11	1,22	2,44	1,76	2,11	2,46	2,82	3,17	3,52	3,87	4,22	4,57	4,92	5,28	5,64	5,99	6,34	6,69	7,04
14	1,97	3,94	2,24	2,69	3,14	3,58	4,03	4,48	4,93	5,38	5,83	6,28	6,72	7,16	7,61	8,06	9,51	8,96
17	2,91	5,82	2,72	3,26	3,81	4,35	4,90	5,44	5,98	6,52	7,07	7,62	8,16	8,70	9,25	9,80	10,34	10,88
20	4,02	8,04	3,20	3,84	4,48	5,12	5,76	6,40	7,04	7,68	8,32	8,96	9,60	10,24	10,88	11,52	12,16	12,80
23	5,32	10,64	3,68	4,42	5,15	5,89	6,62	7,32	8,10	8,84	9,57	10,30	11,04	11,78	12,51	13,24	13,98	14,72
26	6,80	13,60	4,16	4,99	5,82	6,66	7,49	8,32	9,15	9,98	10,81	11,64	12,48	13,32	14,15	14,98	15,81	16,64
29	8,47	16,94	4,64	5,57	6,50	7,42	8,35	9,28	10,21	11,14	12,07	13,00	13,92	14,84	15,77	16,70	17,63	18,56

Schrauben auf Zug
St 00; Belastungsfall **1 u. 2** — $\sigma_{zul} = 850$ kg/cm²

3/8	1/2	5/8	3/4	7/8	1	1 1/8	1 1/4	1 3/8	1 1/2	1 5/8	1 3/4	1 7/8	2	2 1/4	2 1/2	2 3/4	3	
0,38	0,67	1,12	1,67	2,31	3,04	3,83	4,90	5,82	7,13	8,08	9,62	10,9	12,7	16,1	20,5	24,5	29,9	

Handelsbaustahl u. St 37; Belastungsfall **1** — $\sigma_{zul} = 1000$ kg/cm²
Belastungsfall **2** — $\sigma_{zul} = 1100$ kg/cm²

3/8	1/2	5/8	3/4	7/8	1	1 1/8	1 1/4	1 3/8	1 1/2	1 5/8	1 3/4	1 7/8	2	2 1/4	2 1/2	2 3/4	3	
0,44	0,78	1,31	1,96	2,72	3,57	4,50	5,77	6,84	8,34	9,5	11,3	12,8	14,9	18,9	24,1	28,8	35,2	**Fall 1**
0,48	0,86	1,44	2,16	3,00	3,94	4,95	6,34	7,53	9,23	10,5	12,5	14,1	16,4	20,7	26,5	31,7	38,7	**Fall 2**

Dipl.-Ing. W. Marx, München.

[1]) Aus drucktechnischen Gründen kann der Abdruck der praktisch wichtigeren Tabellen über die zulässigen Tragkräfte für Niete erst im nächsten Heft erfolgen. Die Schriftleitung.

DER STAHLBAU

Schriftleitung:
Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernsprecher: C 1 Steinplatz 0011
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernsprecher: Breslau 421 61

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

8. Jahrgang | BERLIN, 25. Oktober 1935 | Heft 22

Alle Rechte vorbehalten.

Zur Berechnung von strebenlosen gegliederten Tragwerken.

Von Ing. Dr. **J. Wanke**, o. ö. Professor, Prag.

Durch die Schweißtechnik gewinnt im Stahlbau neben den einfachen und durchlaufenden vollwandigen Rahmentragwerken auch der strebenlose gegliederte Träger, im besonderen der Rahmenbalken und der Stockwerkrahmen, an Bedeutung. Solche Systeme sind am Platze, wenn entweder ihr besseres Aussehen für sie spricht oder bauliche Gründe dazu zwingen, die Schrägen wegzulassen.

Der Rahmenbalken ist in den neunziger Jahren des vorigen Jahrhunderts von Vierendeel im Brückenbau eingeführt worden. Nach ihm wird er auch Vierendeel-Träger genannt. Er hat sich aber, abgesehen von seinem Ursprungsland Belgien, nicht durchsetzen können. Der Grund lag sowohl in der durch die hochgradige statische Unbestimmtheit bedingten umständlicheren Berechnung als auch in den konstruktiven Schwierigkeiten, die die Pfostenanschlüsse boten. Konnte man diese Erklärung vor etwa 20 Jahren gelten lassen, so besteht sie heute keineswegs mehr zu Recht. Abgesehen davon, daß in Sonderfällen die Berechnung nicht schwieriger ist als die eines durchlaufenden Trägers ohne Gelenke, so sollte heute ein etwas größerer Rechenaufwand allein kein Grund mehr für die Ablehnung dieser Systeme sein. Auch der Schwierigkeiten, die sich bei der Spannungsberechnung im Rahmenknoten ergeben, ist man in praktisch befriedigender Weise Herr geworden, und die Ausführung solcher Tragwerke wird, wie schon erwähnt, durch die Schweißtechnik sehr erleichtert.

Die Wirtschaftlichkeit der strebenlosen gegliederten Tragwerke ist umstritten. Ein Vergleich mit dem üblichen Fachwerk ist nur möglich, wenn die Querschnittsbemessung der Stäbe dem System entsprechend vorgenommen wurde: die Stäbe des Rahmenträgers biegungssteif mit möglichst großem Trägheitsmoment, die des Fachwerks tunlichst schlank, um die Einspannung gering zu halten. In der Regel werden Durchbiegung und Gewicht des Rahmenträgers größer sein als die entsprechenden Werte des Fachwerkträgers. Zweifellos ist aber die tatsächliche Sicherheit gegen Bruch beim Rahmenträger größer als beim Fachwerk, da eine örtliche Überschreitung der Streckgrenze an einer oder mehreren Stellen wohl eine Spannungsverlagerung hervorruft, aber noch keine Bruchgefahr bedeutet. Wenn auch dieser Umstand allein die Forderung nach einer Erhöhung der zulässigen Beanspruchung beim Rahmenträger nicht begründen kann, da man auch auf die Größe der Formänderungen Rücksicht nehmen muß, so kann er doch mit zur Beurteilung herangezogen werden, wenn die Forderung sich auf die bessere Erfassung der tatsächlichen Beanspruchung stützt. Bei einer Berechnung, die die Verschiedenheit der Stabquerschnitte berücksichtigt, werden die Spannungsverhältnisse im Rahmenträger besser klar gestellt als im üblichen Fachwerk, bei dem die durch die Rechnung nicht erfaßten Nebenspannungen einen nicht unbeträchtlichen Teil der Grundspannungen ausmachen.

Abgesehen von diesen Erwägungen, sollte der Rahmenträger wenigstens in den Fällen verwendet werden, wo die Wirtschaftlichkeit in den Hintergrund tritt, wo schönheitliche oder bauliche Gründe für seine Wahl sprechen.

Das Schrifttum über den Rahmenbalken und die sonstigen strebenlosen gegliederten Tragwerke ist groß. Immer aber werden, um zu einfachen Gleichungen zu gelangen, Annahmen gemacht, die nur ausnahmsweise erfüllt sind. Im folgenden soll gezeigt werden, wie auch unter Voraussetzungen, die sich besser der Wirklichkeit anpassen, solche Systeme mit erträglichem Arbeitsaufwand berechnet werden können. Dabei sollen nur Rahmentragwerke untersucht werden, bei denen die Pfosten biegungssteif mit den Gurten verbunden sind. Werden die Pfosten gelenkig angeschlossen oder ist ihr Biegungswiderstand so gering, daß sie als schlaff angesehen werden können, so ergeben sich weitgehende Vereinfachungen[1]).

[1]) Siehe den Aufsatz des Verfassers im Eisenbau 1921, S. 264.

I. Der Rahmenbalken.

Der Berechnung des Rahmenbalkens nach Bild 1a legen wir folgende Annahmen zugrunde:

Die Gurtquerschnitte sind feldweise so veränderlich, daß in jedem Feld das Verhältnis $\alpha = \dfrac{J_r^o \cdot \cos \varphi_r}{J_r^u}$ gleich ist.

Die Pfostenquerschnitte können beliebig gewählt werden.

Die Belastung erfolgt nur in den Anschlußpunkten der Pfosten.

Die von den Längs- und Querkräften herrührenden Formänderungen sind im allgemeinen so klein, daß sie vernachlässigt werden können; nur bei den Gurten werden die Längskräfte berücksichtigt.

Es bezeichnen:

J_r^o, F_r^o Trägheitsmoment, Fläche des Obergurtes im r-ten Feld,
J_r^u, F_r^u „ „ „ Untergurtes „ „ „
J_r^v, F_r^v „ „ „ Pfostens im Knoten r,
φ_r Neigung des Obergurtes im r-ten Feld,
λ Knotenweite (in allen Feldern gleich),
h_r Länge des Pfostens im Knoten r,
v_r Abstand des angenommenen Gelenkes vom Untergurt im Pfosten r.

Weiter werden folgende Abkürzungen verwendet:

$$\left.\begin{aligned} \alpha &= \frac{J_r^o \cdot \cos \varphi_r}{J_r^u} \\ \beta_r &= \frac{J_r^o \cdot \cos \varphi_r}{F_r^o} \\ \gamma_r &= \frac{J_r^o \cdot \cos \varphi_r}{F_r^u} \end{aligned}\right\} \quad r = 1, \ \ldots \ n$$

$$\alpha_i = \frac{J_o^o \cdot \cos \varphi_o}{J_i^o \cdot \cos \varphi_i} \qquad i = 1, \ \ldots \ n$$

$$\delta_r^i = \frac{J_r^o \cdot \cos \varphi_r}{J_i^o} \qquad r = 1, \ \ldots \ n, \ \ i = 1, \ \ldots \ n.$$

Vorzeichenregel:

+-Momente erzeugen an der Unterseite der Gurte und an der rechten Seite der Pfosten Zug.

+-Längskräfte sind Zugkräfte.

a) Belastung durch lotrechte, am Untergurt angreifende Kräfte.

Die Berechnung erfolgt unter Benutzung zweier Hauptsysteme: des statisch bestimmten Systems in Bild 1b und des statisch unbestimmten Systems 1 in Bild 1d. Die unbekannten Schnittkräfte werden zu Unbekannten-Gruppen zusammengefaßt, die für sich im Gleichgewicht stehen. Greifen alle Unbekannten am statisch bestimmten Grundsystem an, so bezeichnen wir sie mit $\bar{X}$, $\bar{Y}$, $\bar{Z}$, wirken sie zum Teil am statisch bestimmten Grundsystem (X), zum Teil am System I (Y, Z), mit X, Y, Z. Die entsprechenden Momente und Längskräfte seien m_x, m_y, m_z; n_x, n_y, n_z bzw. m_x, m_y, m_z; n_x, n_y, n_z. Die im System I infolge $Y = 1$ bzw. $Z = 1$ entstehenden X-Werte erhalten die Bezeichnung X^y bzw. X^z. Zwischen den Unbekannten $\bar{X}$, $\bar{Y}$, $\bar{Z}$ und X, Y, Z sowie den zugehörigen Momenten und Längskräften bestehen bekanntlich folgende Beziehungen:

$$(1)\quad \begin{cases} \overline{X} = X + \Sigma Y X^y + \Sigma Z X^z \\ \overline{Y} = Y \\ \overline{Z} = Z \\ m_x = \overline{m}_x \qquad\qquad n_x = \overline{n}_x \\ m_y = \overline{m}_y + \Sigma X^y \overline{m}_x \qquad n_y = \overline{n}_y + \Sigma X^y \overline{n}_x \\ m_z = \overline{m}_z + \Sigma X^z \overline{m}_x \qquad n_z = \overline{n}_z + \Sigma X^z \overline{n}_x. \end{cases}$$

Die endgültigen Momente und Längskräfte können unter Benutzung der X, Y, Z oder der $\overline{X}$, $\overline{Y}$, $\overline{Z}$ gebildet werden:

$$(2)\quad \begin{cases} M = \mathfrak{M} + \Sigma X m_x + \Sigma Y m_y + \Sigma Z m_z \\ N = \mathfrak{N} + \Sigma X n_x + \Sigma Y n_y + \Sigma Z n_z. \end{cases}$$

$$(2a)\quad \begin{cases} M = \mathfrak{M} + \Sigma \overline{X} \overline{m}_x + \Sigma \overline{Y} \overline{m}_y + \Sigma \overline{Z} \overline{m}_z \\ N = \mathfrak{N} + \Sigma \overline{X} \overline{n}_x + \Sigma Y \overline{n}_y + \Sigma \overline{Z} \overline{n}_z. \end{cases}$$

$\mathfrak{M}$ und $\mathfrak{N}$ bezeichnen die von der Belastung herrührenden Momente und Längskräfte im statisch bestimmten Grundsystem.

Durch Anbringen der in den Pfosten wirkenden Längskräfte V entsteht aus dem statisch bestimmten System (Bild 1b) das System I. Die Schnittkräfte V_r ($r = 1, \ldots n-1$) müssen mit denen der Endpfosten V_o und V_n im Gleichgewicht stehen. Es sind also nur $n-1$ Pfostenkräfte unbekannt. Wirkt die Belastung, wie es beim Träger mit geradem Untergurt die Regel ist, nur am Untergurt, so sind im statisch bestimmten Grundsystem die Längskräfte der Endpfosten $\mathfrak{V}_o = \mathfrak{V}_n = 0$. Greifen Kräfte auch am Obergurt an, so sind $\mathfrak{V}_o$ und $\mathfrak{V}_n$ als Auflagerdrücke des frei aufliegenden Trägers zu bestimmen.

Um zu dreigliedrigen Gleichungen zu gelangen, werden die Unbekannten V_r zu Gruppen X_r zusammengefaßt, deren Selbstspannungszustand $X_r = 1$ in Bild 1c dargestellt ist. Danach lauten die Bestimmungsgleichungen der X:

$$(3)\quad \begin{cases} 4X_1 + X_2 = -\dfrac{\alpha}{1+\alpha}\left[\mathfrak{M}_o + 4\mathfrak{M}_1 + \mathfrak{M}_2\right] \\ X_{r-1} + 4X_r + X_{r+1} = -\dfrac{\alpha}{1+\alpha}\left[\mathfrak{M}_{r-1} + 4\mathfrak{M}_r + \mathfrak{M}_{r+1}\right] \\ X_{n-2} + 4X_{n-1} = -\dfrac{\alpha}{1+\alpha}\left[\mathfrak{M}_{n-2} + 4\mathfrak{M}_{n-1} + \mathfrak{M}_n\right]. \end{cases}$$

Die allgemeine Lösung dieser Differenzengleichung zweiter Ordnung ist:

$$(4)\quad X_r = C_1 k_1^r + C_2 k_2^r - \frac{\alpha}{1+\alpha} \cdot \mathfrak{M}_r,$$

wobei k_1 und k_2 die Wurzeln der charakteristischen Gleichung $k^2 + 4k + 1 = 0$ und C_1, C_2 Konstante sind, die aus den Randbedingungen bestimmt werden können. Da $k_1 k_2 = 1$, kann man die Lösung auch mit nur einem Wurzelwert anschreiben:

$$(4a)\quad X_r = C_1 k^r + C_2 k^{-r} - \frac{\alpha}{1+\alpha} \cdot \mathfrak{M}_r.$$

Sind die Momente $\mathfrak{M}_o = \mathfrak{M}_n = 0$ oder wirken sie mit solchen Werten am Ober- und Untergurt, daß sie sich im Belastungsglied der Randgleichungen aufheben, so verschwinden die Konstanten C_1 und C_2, und

$$(4b)\quad X_r = -\frac{\alpha}{1+\alpha} \cdot \mathfrak{M}_r$$

ist die vollständige Lösung der Differenzengleichung. Die Momente des einfachen Balkens verteilen sich im Verhältnis von $\alpha : 1$, bei parallelen Gurten also im Verhältnis der Trägheitsmomente auf Ober- und Untergurt. Zum gleichen Ergebnis gelangt man bekanntlich, wenn man die Durchbiegungen des Ober- und Untergurtes gleich setzt. Diese Art der Momentenverteilung wird aber gestört, wenn die Belastung an einem auskragenden Gurt angreift, da dann die Konstanten nicht $= 0$ werden. Ihr Einfluß erstreckt sich allerdings nur über eine geringe Felderzahl in der Nähe der Auflager.

Mit den Unbekannten X sind auch die Gurtmomente im System I gegeben.

$$(5)\quad \begin{cases} \text{Obergurt: } M^{\mathrm{I}}_{r,o} = -X_r \ldots \left[\dfrac{\alpha}{1+\alpha} \cdot \mathfrak{M}_r\right]^{2)} \\ \text{Untergurt: } M^{\mathrm{I}}_{r,u} = \mathfrak{M}_r + X_r \ldots \left[\dfrac{1}{1+\alpha} \cdot \mathfrak{M}_r\right]^{2)}. \end{cases}$$

Längskräfte treten nur in den Pfosten auf:

$$(6)\quad \begin{cases} V^{\mathrm{I}}_o = \mathfrak{V}_o + \dfrac{1}{\lambda} \cdot X_1 \ldots \left[\mathfrak{V}_o - \dfrac{1}{\lambda} \cdot \dfrac{\alpha}{1+\alpha} \cdot \mathfrak{M}_1\right]^{2)} \\ V^{\mathrm{I}}_r = \dfrac{1}{\lambda}\left(X_{r-1} - 2X_r + X_{r+1}\right) \ldots \\ \qquad\qquad \left[-\dfrac{1}{\lambda} \cdot \dfrac{\alpha}{1+\alpha}\left(\mathfrak{M}_{r-1} - 2\mathfrak{M}_r + \mathfrak{M}_{r+1}\right)\right]^{2)} \\ V^{\mathrm{I}}_n = \mathfrak{V}_n + \dfrac{1}{\lambda} \cdot X_{n-1} \ldots \left[\mathfrak{V}_n - \dfrac{1}{\lambda} \cdot \dfrac{\alpha}{1+\alpha} \cdot \mathfrak{M}_{n-1}\right]^{2)}. \end{cases}$$

An dem so berechneten System I lassen wir die restlichen unbekannten Schnittkräfte (Querkräfte H und Momente M) angreifen. Die Querkräfte sind durch die Bedingung „Summe aller Horizontalkräfte $= 0$" miteinander verknüpft, während die Momente unabhängig voneinander sind. Es sind demnach n Querkräfte H und $n+1$ Momente M zu ermitteln; die Gesamtzahl der Unbekannten ist somit $3n$. Die Unbekannten H und M werden gruppenweise zu neuen Unbekannten Y und Z derart zusammengefaßt, daß möglichst einfache Selbstspannungszustände entstehen.

Bezüglich der Y ist zu bemerken, daß die aus den waagerechten Schnittkräften zweier benachbarter Pfosten gebildeten Lastengruppen für sich nicht im Gleichgewicht stehen; es müssen deshalb noch Pfosten-Längskräfte solcher Größe hinzugefügt werden, daß die Resultierende aus diesen und den Querkräften in die Verbindungslinie der Gelenkpunkte fällt.

Im allgemeinen Falle gelingt es nicht, die Gelenklage so zu wählen, daß sich voneinander unabhängige Gleichungssysteme Y und Z ergeben, wenn man nicht die Pfosten als starr annimmt (Stammwerte Engeßers). Man kann sie aber so wählen, daß die X durch die Y nicht beeinflußt werden ($X^y = 0$). Das trifft zu für

$$(7)\quad v_r = \frac{1}{1+\alpha} \cdot h_r.$$

Dann ist der Selbstspannungszustand $\overline{Y}_r = 1$ identisch mit dem für $Y_r = 1$ (Bild 1e).

Der auf das System I bezogene Selbstspannungszustand $Z = 1$ läßt sich aus dem auf das statisch bestimmte Grundsystem bezogenen $\overline{Z} = 1$ (Bild 1f) entwickeln. Die infolge $Z_r = 1$ im System I entstehenden X-Werte — sie werden der Einfachheit halber mit X^r_i statt mit $X^{Z_r}_i$ bezeichnet — können aus Gl. 3 berechnet werden, wenn dort $\mathfrak{M}$ durch die dem Selbstspannungszustande $\overline{Z}_r = 1$ entsprechenden Momente ersetzt wird. Man erkennt, daß alle Gleichungen mit Ausnahme der auf die Punkte $r-1$ und r bezogenen homogen werden.

$$(8)\quad \begin{cases} 4X^r_1 + X^r_2 = 0 \\ X^r_{r-3} + 4X^r_{r-2} + X^r_{r-1} = 0 \\ X^r_{r-2} + 4X^r_{r-1} + X^r_r = -3 \\ X^r_{r-1} + 4X^r_r + X^r_{r+1} = -3 \\ X^r_r + 4X^r_{r+1} + X^r_{r+2} = 0 \\ X^r_{n-2} + 4X^r_{n-1} = 0. \end{cases}$$

Ihre allgemeine Lösung ist:

$$(9)\quad \begin{cases} X^r_i = C_1 k^i + C_2 k^{-i} \ldots i \leqq r-1 \\ X^r_i = C_3 k^i + C_4 k^{-i} \ldots i \geqq r. \end{cases}$$

Die Konstanten bestimmen sich durch Einsetzen der Lösungen in die Rand- und Übergangsgleichungen 1, $n-1$, $r-1$ und r. Damit erhalten wir die endgültigen Lösungen:

$$(10)\quad \begin{cases} X^r_i = \dfrac{3k^{r-i}\left(1-k^{2(n-r)+1}\right)\left(1-k^{2i}\right)}{\left(1-k\right)\left(1-k^{2n}\right)} \ldots\ldots i \leqq r-1 \\ X^r_i = \dfrac{3k^{i-r+1}\left(1-k^{2r-1}\right)\left(1-k^{2(n-i)}\right)}{\left(1-k\right)\left(1-k^{2n}\right)} \ldots i \geqq r. \end{cases}$$

Wenn wir für k die Wurzel mit dem kleineren Absolutwerte wählen, also $k = -0{,}26795$, so können wir unter der Voraussetzung, daß mit Rücksicht auf die Symmetrie des Systems die Formeln nur bis $r \leqq {}^1/_2 n$ verwendet werden, und $n > 5$ ist,

$$k^{2n} = k^{2(n-r)+1} = k^{2(n-i)} = 0$$

setzen und erhalten die vereinfachten Ausdrücke:

$$(10a)\quad \begin{cases} X^r_i = \dfrac{3\left(k^{r-i} - k^{r+i}\right)}{1-k} \ldots\ldots i \leqq r-1 \\ X^r_i = \dfrac{3\left(k^{i-r+1} - k^{i+r}\right)}{1-k} \ldots i \geqq r. \end{cases}$$

In der folgenden Tafel 1 sind die X^r_i-Werte zusammengestellt.

Tafel 1.

$X^r_i \ldots n > 5.$

i \ r	1	2	3	4	5		
1	−0,804	−0,589	+0,158	−0,042	+0,011		$n-1$
2	+0,215	−0,646	−0,631	+0,169	−0,045		$n-2$
3	−0,058	+0,173	−0,635	−0,634	+0,170		$n-3$
4	+0,016	−0,046	+0,170	−0,634	−0,634		$n-4$
5	−0,004	+0,012	−0,046	+0,170	−0,634		$n-5$
6		−0,003	+0,012	−0,045	+0,170		$n-6$
7			−0,003	+0,012	−0,045		$n-7$
8				−0,003	+0,012		$n-8$
9					−0,003		$n-9$
	n	$n-1$	$n-2$	$n-3$	$n-4$		i / r

[2]) []-Ausdrücke gelten unter den gleichen Bedingungen wie Gl. (4b).

Mit den X_i^r ergeben sich die zum Selbstspannungszustande $Z_r = 1$ gehörigen Momente in den Gurten $z_i^r = m_{z_r, i}$ mit folgenden Werten:

$$(11)\quad \begin{cases} z_i^r = \mp X_i^r & \text{in allen Feldern mit Ausnahme des } r\text{-ten} \\ z_i^r = \mp \left[1 + X_i^r\right] & \text{im } r\text{-ten Felde.} \end{cases}$$

Das obere Vorzeichen gilt für den Obergurt, das untere für den Untergurt. In Bild 1h sind die z_i^r eingetragen.

Aus den unbekannten Momenten der Schnittflächen lassen sich nach dem gleichen Bildungsgesetze nur n Unbekannte Z_r $(r = 1 \ldots n)$ darstellen. Die fehlende Unbekannte Z_o muß unabhängig von den Z_r sein. Das ist nur bei der durch den Selbstspannungszustand $Z_o = 1$ dargestellten Gruppe der Fall (Bild 1g). $Z_o = 1$ erzeugt im System I X-Werte $X_i^o = X_i^{Z_o}$, die aus Gl. 3 berechnet werden können, wenn man für $\mathfrak{M}$ die $\bar{Z}_o = 1$ entsprechenden Momente $\mathfrak{M}_i = \mp \left[1 - \frac{2}{n} \cdot i\right]$ einsetzt. Damit lauten die Bestimmungsgleichungen der X_i^o:

$$(12)\quad \begin{cases} 4\,X_1^o + X_2^o = -6 + \dfrac{12}{n} \\ X_{i-1}^o + 4\,X_i^o + X_{i+1}^o = -6 + \dfrac{12\,i}{n} \\ X_{n-2}^o + 4\,X_{n-1}^o = -6 + \dfrac{12\,(n-1)}{n}. \end{cases}$$

Ihre vollständige Lösung ist:

$$(13)\quad X_i^o = C_1 k^i + C_2 k^{-i} - 1 + \frac{2\,i}{n}.$$

Aus den Randbedingungen folgen die Konstanten

$$C_1 = \frac{1}{1-k^n} \approx 1 \qquad C_2 = -\frac{k^n}{1-k^n} \approx -k^n.$$

Für die infolge $Z_o = 1$ im System I hervorgerufenen Momente finden wir also folgenden Ausdruck:

$$(14)\quad z_i^o = \mp \left[1 - \frac{2\,i}{n}\right] \mp X_i^o = \mp \left[k^i - k^{n-i}\right].$$

Dabei gilt wieder das obere Vorzeichen für den Obergurt, das untere für den Untergurt. Diese Werte z_i^o sind in Bild 1i zum Selbstspannungszustande $Z_o = 1$ eingetragen.

Die Momente z_i^r klingen, wie aus der Tafel 1 ersichtlich ist, nach beiden Seiten vom r-ten Feld rasch ab; ebenso werden auch die z_i^o gegen die Trägermitte zu immer kleiner.

Aus den Selbstspannungszuständen der Bilder 1e bis 1i lassen sich die Elastizitätsgleichungen in bekannter Weise ableiten.

$$(15)\quad \begin{cases} a_{1,1} Y_1 + a_{1,2} Y_2 + \dfrac{1-\alpha}{2(1+\alpha)} \left[b_{1,1} Z_1 + b_{1,2} Z_2\right] \\ \quad - \dfrac{(1-\alpha)}{2(1+\alpha)} \cdot \delta_1^o h_o^2 Z_o = \dfrac{\alpha}{1+\alpha} \cdot \dfrac{\lambda}{6} \left[c_{1,o} \mathfrak{M}_o + c_{1,1} \mathfrak{M}_1\right] \\ a_{r,r-1} Y_{r-1} + a_{r,r} Y_r + a_{r,r+1} Y_{r+1} \\ \quad + \dfrac{1-\alpha}{2(1+\alpha)} \left[b_{r,r-1} Z_{r-1} + b_{r,r} Z_r + b_{r,r+1} Z_{r+1}\right] \\ \quad = \dfrac{\alpha}{1+\alpha} \cdot \dfrac{\lambda}{6} \left[c_{r,r-1} \mathfrak{M}_{r-1} + c_{r,r} \mathfrak{M}_r\right] \\ a_{n,n-1} Y_{n-1} + a_{n,n} Y_n + \dfrac{1-\alpha}{2(1+\alpha)} \left[b_{n,n-1} Z_{n-1} + b_{n,n} Z_n\right] \\ - \dfrac{1-\alpha}{2(1+\alpha)} \cdot \delta_n^n h_n^2 Z_o = \dfrac{\alpha}{1+\alpha} \cdot \dfrac{\lambda}{6} \left[c_{n,n-1} \mathfrak{M}_{n-1} + c_{n,n} \mathfrak{M}_n\right]. \end{cases}$$

$$(16)\quad \begin{cases} \dfrac{1-\alpha}{2(1+\alpha)} \left[d_{1,1} Y_1 + d_{1,2} Y_2\right] + e_{1,1} Z_1 + e_{1,2} Z_2 + e_{1,3} Z_3 \\ \qquad + \ldots + f_1 Z_o = 0 \\ \dfrac{1-\alpha}{2(1+\alpha)} \left[d_{r,r-1} Y_{r-1} + d_{r,r} Y_r + d_{r,r+1} Y_{r+1}\right] \\ \qquad + \ldots + e_{r,r-2} Z_{r-2} + e_{r,r-1} Z_{r-1} + e_{r,r} Z_r \\ \qquad + e_{r,r+1} Z_{r+1} + e_{r,r+2} Z_{r+2} + \ldots + f_r Z_o = 0 \\ \dfrac{1-\alpha}{2(1+\alpha)} \left[d_{r,r-1} Y_{r-1} + d_{r,r} Y_r + d_{r,r+1} Y_{r+1}\right] \\ \qquad + \ldots + e_{r,r-2} Z_{r-2} + e_{r,r-1} Z_{r-1} + e_{r,r} Z_r \\ \qquad + e_{r,r+1} Z_{r+1} + e_{r,r+2} Z_{r+2} + \ldots + f_r Z_o = 0 \\ \dfrac{1-\alpha}{2(1+\alpha)} \left[d_{n,n-1} Y_{n-1} + d_{n,n} Y_n\right] + \ldots + e_{n,n-2} Z_{n-2} \\ \qquad + e_{n,n-1} Z_{n-1} + e_{n,n} Z_n + f_n Z_o = 0. \end{cases}$$

$$(17)\quad \begin{cases} \dfrac{1-\alpha}{2(1+\alpha)} \cdot \delta_o^o h_o \left(Y_n - Y_1\right) + \delta_o^o h_o \left(Z_1 - Z_n\right) \\ + (1+\alpha) \dfrac{\lambda}{2} \sum_1^n g_i Z_i + \left[2\,\delta_o^o h_o + (1+\alpha) \dfrac{\lambda}{6} \sum_1^n l_i\right] Z_o = 0. \end{cases}$$

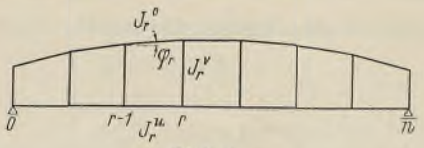


Bild 1a.

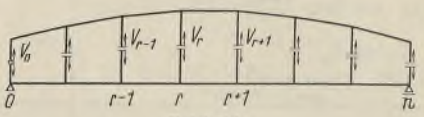


Bild 1b.

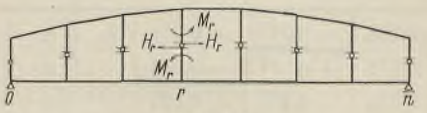


Bild 1d.

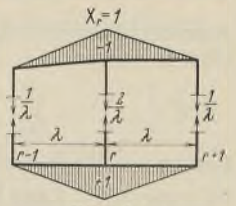


Bild 1c.

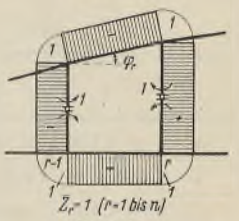
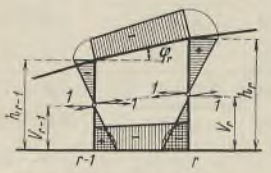


Bild 1f.



$Y_r = 1$ $\qquad$ $\bar{Y}_r = 1$

Längskraft:

Obergurt: $\left(\cos\varphi_r + \dfrac{\operatorname{tg}\varphi_r \cdot \sin\varphi_r}{1+\alpha}\right)$

Untergurt: $+1$

Pfosten: $\mp \dfrac{\operatorname{tg}\varphi_r}{1+\alpha} \ldots \dfrac{r-1}{r}$

Bild 1e.

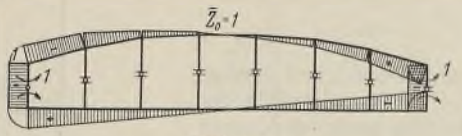


Bild 1g.

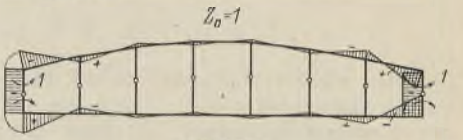


Bild 1i.

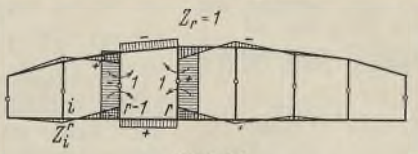


Bild 1h.

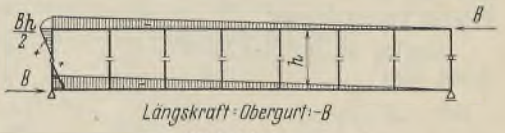


Bild 1k.

Gl. (16) u. (17) werden immer homogen, wenn entweder $\mathfrak{M}_o = \mathfrak{M}_n = 0$ ist oder diese Momente sich im Verhältnis von $\alpha : 1$ auf Ober- und Untergurt aufteilen.

Die Beiwerte der obigen Gleichung sind durch folgende Ausdrücke gegeben:

$$(18)\quad \begin{cases} a_{r,r-1} = -\dfrac{1+\alpha^3}{3(1+\alpha)^3} \cdot \delta_r^{r-1} h_{r-1}^3 \\ a_{r,r} = \dfrac{1+\alpha^3}{3(1+\alpha)^3} \left(\delta_r^{r-1} h_{r-1}^3 + \delta_r^r h_r^3\right) \\ \quad + \dfrac{\lambda}{3} \cdot \dfrac{\alpha}{1+\alpha} \left(h_{r-1}^2 + h_{r-1} h_r + h_r^2\right) + \lambda \left(\beta_r + \gamma_r\right) \\ a_{r,r+1} = -\dfrac{1+\alpha^3}{3(1+\alpha)^3} \cdot \delta_r^r h_r^3 \\ b_{r,r-1} = \delta_r^{r-1} h_{r-1}^2 \\ b_{r,r} = -\left(\delta_r^{r-1} h_{r-1}^2 + \delta_r^r h_r^2\right) \\ b_{r,r+1} = \delta_r^r h_r^2 \\ c_{r,r-1} = 2\,h_{r-1} + h_r \\ c_{r,r} = h_{r-1} + 2\,h_r \\ d_{r,r-1} = b_{r,r-1} \\ d_{r,r} = b_{r,r} \\ d_{r,r+1} = b_{r,r+1} \\ e_{r,\nu} = (1+\alpha) \dfrac{\lambda}{2} \left(z_{r-1}^\nu + z_r^\nu\right) \ldots {}^{\nu \leqq r-2}_{\nu \geqq r+2} \\ e_{r,r-1} = (1+\alpha) \dfrac{\lambda}{2} \left(z_{r-1}^{r-1} + z_r^{r-1}\right) - \delta_r^{r-1} h_{r-1} \\ e_{r,r} = (1+\alpha) \dfrac{\lambda}{2} \left(z_{r-1}^r + z_r^r\right) + \delta_r^{r-1} h_{r-1} + \delta_r^r h_r \\ e_{r,r+1} = (1+\alpha) \dfrac{\lambda}{2} \left(z_{r-1}^{r+1} + z_r^{r+1}\right) - \delta_r^r h_r \\ f_r = (1+\alpha) \dfrac{\lambda}{2} \left(z_{r-1}^o + z_r^o\right) \\ g_i = \alpha_i \left(z_{i-1}^o + z_i^o\right) \\ l_i = \alpha_i \left(\dfrac{3n+4-6i}{n} \cdot z_{i-1}^o + \dfrac{3n+2+6i}{n} \cdot z_i^o\right). \end{cases}$$

Für die z_i^r und z_i^o sind die Werte des Untergurtes einzusetzen. Da sie bei gleichen Knotenweiten, einer bestimmten Felderzahl n und gegebenem α Festzahlen sind, können auch die Summen aufeinande

folgender Knotenwerte in einer Tabelle zusammengestellt werden. Nach Gl. (11) ist:

$$(19)\quad \begin{cases} z^{\nu}_{r-1} + z^{\nu}_{r} = X^{\nu}_{r-1} + X^{\nu}_{r} \ldots \nu \lesseqgtr r \\ z^{r}_{r-1} + z^{r}_{r} = 2 + X^{r}_{r-1} + X^{r}_{r}. \end{cases}$$

Danach ist die folgende Tafel 2 berechnet, wobei die X^{r}_{i}-Werte nach Gl. (10a) bzw. Tafel 1 berechnet wurden $\left(X^{r}_{i} = X^{\nu}_{r}\right)$.

Tafel 2.

$Z^{\nu}_{r-1} + Z^{\nu}_{r} \ldots n > 5.$

r \ ν	1	2	3	4	5		
1	+ 1,196	— 0,589	+ 0,158	— 0,042	+ 0,011		$n-1$
2	— 0,589	+ 0,765	— 0,473	+ 0,127	— 0,034		$n-2$
3	+ 0,158	— 0,473	+ 0,734	— 0,465	+ 0,125		$n-3$
4	— 0,042	+ 0,127	— 0,465	+ 0,732	— 0,464		$n-4$
5	+ 0,011	— 0,034	+ 0,125	— 0,464	+ 0,732		$n-5$
6		+ 0,009	— 0,033	+ 0,125	— 0,464		$n-6$
7			+ 0,009	— 0,033	+ 0,124		$n-7$
8				+ 0,009	— 0,033		$n-8$
9					+ 0,009		$n-9$
	n	$n-1$	$n-2$	$n-3$	$n-4$		ν / r

Man erkennt leicht, daß es mit hinreichender Genauigkeit genügt, nur die Glieder mit $r-2 \leqq \nu \leqq r+2$, somit in Gl. (16) nur fünf Glieder mit Z zu berücksichtigen. Der durch die Vernachlässigung entstehende Fehler ist noch weit geringer, als es die Tabelle vermuten läßt, da bei den Beiwerten $e_{r,\nu}$ ($\nu = r-1$, r und $r+1$) noch die Beiträge der Pfosten hinzukommen.

Ähnlich ist mit der Summe $z^{o}_{i-1} + z^{o}_{i}$ zu verfahren. Nach Gl. (14) erhält man

$$(20)\quad z^{o}_{i-1} + z^{o}_{i} = (1+k)\left(k^{i-1} - k^{n-i}\right) = 0{,}732\,05\left(k^{i-1} - k^{n-i}\right).$$

Die zugehörigen Zahlenwerte sind für $n = 7$ bis 10 in der folgenden Tafel 3 zusammengestellt.

Tafel 3.

i \ n	7	8	9	10
1	+ 0,732	+ 0,732	+ 0,732	+ 0,732
2	— 0,195	— 0,196	— 0,196	— 0,196
3	+ 0,049	+ 0,054	+ 0,052	+ 0,053
4	0	— 0,018	— 0,013	— 0,014
5	— 0,049	+ 0,018	0	+ 0,005
6	+ 0,195	— 0,054	+ 0,013	— 0,005
7	— 0,732	+ 0,196	— 0,052	+ 0,014
8		— 0,732	+ 0,196	— 0,053
9			— 0,732	+ 0,196
10				— 0,732

In gleicher Weise lassen sich auch in l_i die Klammerausdrücke $l'_i = \left(3 + \frac{4-6\,i}{n}\right) z^{o}_{i-1} + \left(3 + \frac{2-6\,i}{n}\right) z^{o}_{i}$ tafelmäßig zusammenfassen.

Tafel 4. l'_i.

i \ n	7	8	9	10
1	+ 2,063	+ 2,081	+ 2,093	+ 2,104
2	— 0,383	— 0,411	— 0,430	— 0,446
3	+ 0,056	+ 0,071	+ 0,080	+ 0,088
4	— 0,007	— 0,009	— 0,012	— 0,015
5	+ 0,056	— 0,009	+ 0,001	+ 0,002
6	— 0,383	+ 0,071	— 0,012	+ 0,002
7	+ 2,063	— 0,410	+ 0,080	— 0,015
8		+ 2,081	— 0,430	+ 0,088
9			+ 2,093	— 0,446
10				+ 2,104

Die Zahlenrechnung wird vereinfacht, wenn man die Gl. (17) durch $(1+\alpha)\frac{\lambda}{2}$ dividiert.

Ist $\alpha = 1$, so wird $\frac{1-\alpha}{2(1+\alpha)} = 0$; somit sind auch die $Z_i = Z_o = 0$, und es verbleiben nur die Y zu berechnen. In diesem Falle ist auch bei ungleichen Feldweiten der Rechenaufwand nicht groß. Die Lösung der verallgemeinerten Gl. (3)

$$(3a)\quad \begin{cases} \lambda_r X_{r-1} + 2(\lambda_r + \lambda_{r+1}) X_r + \lambda_{r+1} X_{r+1} \\ \quad = -\frac{\alpha}{1+\alpha}\left[\lambda_r \mathfrak{M}_{r-1} + 2(\lambda_r + \lambda_{r-1})\mathfrak{M}_r + \lambda_{r+1}\mathfrak{M}_{r+1}\right] \end{cases}$$

ist unter den gleichen Voraussetzungen, unter denen Gl. (3) zu Recht besteht, $X_r = -\frac{1}{2}\mathfrak{M}_r$; somit verteilen sich die Momente $\mathfrak{M}$ je zur Hälfte auf die beiden Gurte. An die Stelle der Gl. (15) treten jetzt:

$$(15a)\quad \begin{cases} \left[\frac{1}{12}\left(\delta^{o}_{1} h^{3}_{o} + \delta^{1}_{1} h^{3}_{1}\right) + \frac{\lambda_1}{6}\left(h^{2}_{o} + h_o h_1 + h^{2}_{1}\right) + \lambda_1(\beta_1 + \gamma_1)\right] Y_1 \\ \quad - \frac{1}{12}\cdot\delta^{1}_{1} h^{3}_{1} Y_2 = \frac{1}{12}\left[(2h_o + h_1)\mathfrak{M}_o + (h_o + 2h_1)\mathfrak{M}_1\right]. \\ - \frac{1}{12}\cdot\delta^{r-1}_{r} h^{3}_{r-1} Y_{r-1} + \left[\frac{1}{12}\left(\delta^{r-1}_{r} h^{3}_{r-1} + \delta^{r}_{r} h^{3}_{r}\right)\right. \\ \left. + \frac{\lambda_r}{6}\left(h^{2}_{r-1} + h_{r-1}h_r + h^{2}_{r}\right) + \lambda_r(\beta_r + \gamma_r)\right] Y_r \\ - \frac{1}{12}\cdot\delta^{r}_{r} h^{3}_{r} Y_{r+1} = \frac{\lambda_r}{12}\left[(2h_{r-1} + h_r)\mathfrak{M}_{r-1}\right. \\ \qquad \left. + (h_{r-1} + 2h_r)\mathfrak{M}_r\right]. \\ - \frac{1}{12}\cdot\delta^{n-1}_{n} h^{3}_{n-1} Y_{n-1} + \left[\frac{1}{12}\left(\delta^{n-1}_{n} h^{3}_{n-1} + \delta^{n}_{n} h^{3}_{n}\right)\right. \\ \left. + \frac{\lambda_n}{6}\left(h^{2}_{n-1} + h_{n-1}h_n + h^{2}_{n}\right) + \lambda_n(\beta_n + \gamma_n)\right] Y_n \\ = \frac{\lambda_n}{12}\left[(2h_{n-1} + h_n)\mathfrak{M}_{n-1} + (h_{n-1} + 2h_n)\mathfrak{M}_n\right]. \end{cases}$$

Auch wenn $\alpha \gtrless 1$ und die Abweichung nicht sehr groß ist, wird der Fehler, der durch die Vernachlässigung der Glieder mit Z in Gl. (15) und der Glieder mit Y in Gl. (16) u. (17) entsteht, die Momentenverteilung wenig beeinflussen. Weicht α um einen größeren Betrag von 1 ab oder will man die erwähnte Vernachlässigung nicht machen, so empfiehlt sich folgender Rechnungsgang:

Man setzt zunächst in den Gl. (15) den verhältnismäßig kleinen Summenausdruck der $Z = 0$. Eine Näherungslösung der verbleibenden dreigliedrigen Gleichungen ist

$$(21)\quad Y_r = \frac{c_{r,r-1}\mathfrak{M}_{r-1} + c_{r,r}\mathfrak{M}_r}{2\left(h^{2}_{r-1} + h_{r-1}h_r + h^{2}_{r}\right)} = \frac{\overline{\mathfrak{M}}_r}{\overline{h}_r}.$$

Mit $\overline{\mathfrak{M}}_r$ und $\overline{h}_r$ werden die zum Schwerpunkt des r-ten Rahmenfeldes (Trapezes) gehörigen Momente und die dem gleichen Punkte entsprechende Trägerhöhe bezeichnet. Beim Parallelträger vereinfacht sich der Ausdruck:

$$(21a)\quad Y_r = \frac{\mathfrak{M}_{r-1} + \mathfrak{M}r}{2h}.$$

Diese Näherungslösung, die den Stammwerten Engeßers für $\alpha = 1$ entspricht, befriedigt nicht die Randgleichungen. Man kann sie aber bei größerer Felderzahl und nicht zu schwachen Pfosten benutzen, um das Gleichungssystem in der Mitte aufzuspalten. Bei geringer Felderzahl, wenn der Einfluß der Randbedingungen sich über die ganze Trägerlänge erstreckt, bietet die Benutzung dieser Lösung keinen Vorteil mehr.

Die so berechneten Y können als Näherungswerte der Gl. (15) angesehen und in die Gl. (16) u. (17) eingesetzt werden, aus denen sich angenäherte Z-Werte ergeben. Setzt man diese wiederum in die Gl. (15) ein, so erhält man verbesserte Y und mit diesen dann verbesserte Z. Die so erzielte Genauigkeit genügt in der Regel.

Um die Einflußlinien zu erhalten, muß die Rechnung für jede Laststellung $P = 1$ in den Knotenpunkten 1 bis $n-1$ durchgeführt werden. Bei System-Symmetrie verringert sich die Zahl der Rechnungsgänge auf $\frac{n-1}{2}$ oder $\frac{n}{2}$, je nachdem ob n eine ungerade oder gerade Zahl ist. Vorteilhaft macht man von dem Verfahren der Belastungs-Umordnung Gebrauch, bei dem die unsymmetrische Belastung in einen symmetrischen und einen antimetrischen Teil zerlegt wird.

Beim symmetrischen Belastungsteil bestehen folgende Beziehungen:

$$(22)\quad \begin{cases} \mathfrak{M}_i = \mathfrak{M}_{n-i} \\ Y_i = Y_{n-i+1} \\ Z_i = Z_{n-i+1} \\ Z_o = 0. \end{cases}$$

Mit den Näherungswerten Y aus Gl. (21) (die $\mathfrak{M}$ sind natürlich auf den symmetrischen Belastungsteil zu beziehen) ergeben sich fünfgliedrige Z-Gleichungen, deren Auflösung durch die System- und Belastungssymmetrie sehr vereinfacht wird. Ebenso günstig ist der Einfluß der Symmetrie auf die Auflösung der dreigliedrigen Y-Gleichungen nach (15).

Beim antimetrischen Belastungsteil ist

$$(23)\quad \begin{cases} \mathfrak{M}_i = -\mathfrak{M}_{n-i} \\ Y_i = -Y_{n-i+1} \\ Z_i = -Z_{n-i+1}. \end{cases}$$

Wenn wir in Gl. (16) die zum Belastungsfall gehörigen Näherungswerte Y gemäß Gl. (21) einsetzen, so entstehen antimetrische Belastungsglieder $A_r = -A_{n-r+1}$. Da weiter infolge der Systemsymmetrie $e_{r,i} = e_{n-r+1,\,n-i+1}$ und $f_r = -f_{n-r+1}$ ist, zerfallen die Gl. (16) in zwei vollständig getrennte Teile, die sich nur durch das Vorzeichen voneinander unterscheiden. Bezeichnen wir bei ungerader Felderzahl $\frac{n+1}{2} = \mu$ und bei gerader Felderzahl $\frac{n}{2} = \mu$, so können die Gl. (16) folgendermaßen angeschrieben werden:

a) bei ungerader Felderzahl:

$$(24)\quad \begin{cases} e_{1,1}Z_1 + e_{1,2}Z_2 + e_{1,3}Z_3 + f_1 Z_o = A_1 \\ e_{r,r-2}Z_{r-2} + e_{r,r-1}Z_{r-1} + e_{r,r}Z_r + e_{r,r+1}Z_{r+1} \\ \qquad + e_{r,r+2}Z_{r+2} + f_r Z_o = A_r \\ e_{\mu-1,\mu-3}Z_{\mu-3} + e_{\mu-1,\mu-2}Z_{\mu-2} \\ \qquad + (e_{\mu-1,\mu-1} - e_{\mu-1,r+1})Z_{\mu-1} + f_{\mu-1}Z_o = A_{\mu-1}; \end{cases}$$

b) bei gerader Felderzahl:

$$(25)\quad \begin{cases} e_{\mu,\mu-2}Z_{\mu-2} + (e_{\mu,\mu-1} - e_{\mu,\mu+2})Z_{\mu-1} \\ \qquad + (e_{\mu,\mu} - e_{\mu,\mu+1})Z_\mu + f_\mu Z_o = A_\mu. \end{cases}$$

Die Auflösung dieser Differenzengleichungen erfolgt in bekannter Weise derart, daß man zuerst das Störglied $Z_o = 0$ setzt — die zugehörige Lösung bezeichnen wir mit Z_r^o — und hierauf in einem zweiten Rechnungsgange $A_r = 0$, $Z_o = 1$ einführt. Ist $Z_{r,o}$ die diesen Werten entsprechende Lösung, so erhalten wir nach dem Superpositionsgesetze

$$(26)\qquad Z_r = Z_r^o + Z_o Z_{r,o}.$$

Diesen Wert in Gl. (17) eingesetzt, liefert schließlich Z_o, womit auch die Z_r gegeben sind. Die Auflösung der Gl. (15) durch Iteration bereitet in der Regel keine Schwierigkeiten.

Aus den Unbekannten errechnen sich die endgültigen Momente in den Gurten des r-ten Feldes:

$$(27)\quad \begin{cases} M_{r-1}^o = \frac{\alpha}{1+\alpha}(\mathfrak{M}_{r-1} - Y_r h_{r-1}) + \sum_{r-2}^{r+2} Z_\nu z_{r-1}^\nu + Z_o z_{r-1}^o \\ M_r^o = \frac{\alpha}{1+\alpha}(\mathfrak{M}_r - Y_r h_r) + \sum_{r-2}^{r+2} Z_\nu z_r^\nu + Z_o z_r^o \\ M_{r-1}^u = \frac{1}{1+\alpha}(\mathfrak{M}_{r-1} - Y_r h_{r-1}) + \sum_{r-2}^{r+2} Z_\nu z_{r-1}^\nu + Z_o z_r^o \\ M_r^u = \frac{1}{1+\alpha}(\mathfrak{M}_r - Y_r h_r) + \sum_{r-2}^{r+2} Z_\nu z_r^\nu + Z_o z_r^o. \end{cases}$$

Die Werte z_{r-1}^ν und z_r^ν sind durch Gl. (11) gegeben, wenn dort r durch ν und i durch r ersetzt wird. z_r^o ist der nach Gl. (14) berechneten Tafel 5 zu entnehmen.

Tafel 5.

z_r^0.

r \ n	7	8	9	10
0	+ 1,000	+ 1,000	+ 1,000	+ 1,000
1	— 0,268	— 0,268	— 0,268	— 0,268
2	+ 0,073	+ 0,071	+ 0,072	+ 0,072
3	— 0,024	— 0,018	— 0,020	— 0,019
4	+ 0,024	0	+ 0,006	+ 0,005
5	— 0,073	+ 0,018	— 0,006	0
6	+ 0,268	— 0,071	+ 0,020	— 0,005
7	— 1,000	+ 0,268	— 0,072	+ 0,019
8		— 1,000	+ 0,268	— 0,072
9			— 1,000	+ 0,268
10				— 1,000

In den Anschlußpunkten an die Gurte sind die Pfostenmomente:

$$(28)\quad \begin{cases} M_o^{v,o} = -(Z_o + Z_1) - \frac{\alpha}{1+\alpha} \cdot Y_1 h_o \\ M_o^{v,u} = -(Z_o + Z_1) + \frac{1}{1+\alpha} \cdot Y_1 h_o \\ M_r^{v,o} = Z_r - Z_{r+1} + \frac{\alpha}{1+\alpha}(Y_r - Y_{r+1}) h_r \\ M_r^{v,u} = Z_r - Z_{r+1} - \frac{1}{1+\alpha}(Y_r - Y_{r+1}) h_r \end{cases} r = 1 \text{ bis } n-1$$

$$\begin{cases} M_n^{v,o} = Z_n - Z_o - \frac{\alpha}{1+\alpha} \cdot Y_n h_n \\ M_n^{v,u} = Z_n - Z_o + \frac{1}{1+\alpha} \cdot Y_n h_n. \end{cases}$$

Die Gurtlängskräfte sind:

$$(29)\quad \begin{cases} O_r = -Y_r\left(\cos\varphi_r + \frac{\operatorname{tg}\varphi_r}{1+\alpha} \cdot \sin\varphi_r\right) \\ U_r = Y_r. \end{cases}$$

Pfostenlängskräfte (vorausgesetzt, daß die Belastung nur am Untergurt angreift):

$$(30)\quad \begin{cases} V_o = V_o^1 - Y_1 \cdot \frac{\operatorname{tg}\varphi_r}{1+\alpha} + \frac{1}{\lambda}\left[\sum_1^3 Z_r X_1^\nu + Z_o\left(-\frac{2}{n} + X_1^o\right)\right] \\ V_r = V_r^1 + \frac{1}{(1+\alpha)}(Y_r \cdot \operatorname{tg}\varphi_r - Y_{r+1} \cdot \operatorname{tg}\varphi_{r+1}) \\ + \frac{1}{\lambda}\left[\sum_{r-2}^{r+2} Z_\nu\left(X_{r-1}^\nu - 2X_r^\nu + X_{r+1}^\nu\right) + Z_o\left(X_{r-1}^o - 2X_r^o + X_{r+1}^o\right)\right] \\ V_n = V_n^1 + Y_n \cdot \frac{\operatorname{tg}\varphi_n}{1+\alpha} + \frac{1}{\lambda}\left[\sum_{n-2}^{n} Z_\nu X_n^\nu + Z_o\left(\frac{2}{n} + X_n^o\right)\right]. \end{cases}$$

Es läßt sich leicht nachweisen, daß die Beiwerte zu Z_ν und Z_o der vorstehenden Gleichung sich wie folgt vereinfachen lassen:

$$(31)\quad \begin{cases} X_{r-1}^\nu - 2X_r^\nu + X_{r+1}^\nu = -3\left(1 + 2X_r^\nu\right) \ldots \nu = r,\ r+1 \\ X_{r-1}^\nu - 2X_r^\nu + X_{r+1}^\nu = -6X_r^\nu \ldots\ldots\ldots \nu \lesseqgtr r+1 \\ X_{r-1}^o - 2X_r^o + X_{r+1}^o = -6X_r^o. \end{cases}$$

Die Werte X_r^ν können der Tafel 1 entnommen werden, wenn man dort r durch ν und i durch r ersetzt. X_r^o ergibt sich gemäß Gl. (13) nach Einsetzen der Konstanten: $X_r^o = k^r - k^{n-r} - 1 + \frac{2r}{n}$ und kann unter Benutzung der Tafel 5, in der der Ausdruck $z_r^o = k^r - k^{n-r}$ für $n = 7$ bis 10 zahlenmäßig zusammengestellt ist, berechnet werden. Wie in der Gl. (16) genügt auch in den Gl. (27) u. (30) die Berücksichtigung von jeweils fünf, oft auch von nur drei Werten Z_ν.

Die Pfosten-Längskräfte sind im allgemeinen klein. Sie erreichen nur dort größere Werte, wo die $\mathfrak{M}$-Linie einen stärkeren Knick aufweist. Im Bereiche geradliniger $\mathfrak{M}$ werden im System I die $V_r^1 = 0$.

Für $\alpha = 1$ entfallen in den Gl. (27) bis (30) alle Glieder mit Z_ν und Z_o.

b) Belastung durch Brems- und sonstige waagerechte Längskräfte.

Bei Brücken werden die in der Brückenlängsrichtung wirkenden waagerechten Kräfte vom Bremsverband aufgenommen und über die Hauptträger in die Lager geleitet. Die Beeinflussung der Hauptträger durch diese Kräfte ist bei „Fahrbahn unten" und „Fahrbahn oben" verschieden.

Liegt bei „Fahrbahn unten" der Bremsverband über dem festen Lager, so werden, wenn von den durch den Höhenunterschied zwischen Untergurtachse und Auflagerpunkt bedingten geringen Momenten abgesehen wird, die Hauptträger durch die Bremskräfte nicht beansprucht. Sind an beiden Brückenenden Bremsverbände angeordnet mit Fahrbahnunterbrechung in Brückenmitte oder liegt der Bremsverband in Brückenmitte, so werden im einen Falle die von der Belastung der halben Brückenlänge herrührenden Bremskräfte durch den Untergurt vom beweglichen zum festen Lager, im anderen die der Belastung der ganzen Brücke entsprechenden Bremskräfte von Brückenmitte zum festen Lager geleitet. Es treten also im statisch bestimmten System keine Momente, und Längskräfte nur im Untergurt auf. Durch diese werden nur die Gl. (15) betroffen, deren Belastungsglieder für diesen Fall lauten:

$$(32)\qquad A_r = \mp B\lambda\beta_r.$$

Dabei gilt das obere Vorzeichen, wenn die Bremskräfte im Untergurt des statisch bestimmten Systems eine Zugkraft B, das untere, wenn sie eine entsprechende Druckkraft hervorrufen.

Da die $\mathfrak{M} = 0$ sind, verschwinden alle X und Z, so daß in den Gl. (27) bis (30) nur die Y erscheinen; eine Ausnahme bilden nur die Untergurtstäbe, in denen noch die Längskräfte B des statisch bestimmten Systems hinzutreten

$$U_r = \pm B + Y_r. \tag{29a}$$

Bei obenliegender Fahrbahn entsteht im statisch bestimmten Grundsystem das in Bild 1k dargestellte Momentenbild. Man erkennt daraus, daß es belanglos ist, in welchem Obergurtstab B angreift. Für die zugehörigen Längskräfte des statisch bestimmten Systems gilt sinngemäß das gleiche wie bei „Fahrbahn unten".

Bei dieser Belastung werden alle $X = 0$. Für die Belastungsglieder der Gl. (15) ergeben sich folgende Ausdrücke:

$$(33)\quad \begin{cases} A_1 = \left[-\frac{1}{3} \cdot \frac{1+\alpha^3}{(1+\alpha)^3} \cdot \delta_1^o h_o^3 - \frac{\lambda}{6} \cdot \frac{\alpha}{1+\alpha} \left(c_{1,0} + c_{1,1} \cdot \frac{n-1}{n} \right) h_o \pm \lambda \beta_1 \right] B \\ A_r = \left[-\frac{\lambda}{6} \cdot \frac{\alpha}{1+\alpha} \left(c_{r,r-1} \cdot \frac{n-r+1}{n} + c_{r,r} \cdot \frac{n-r}{n} \right) \pm \lambda \beta_r \right] B \\ A_n = \left[-\frac{\lambda}{6} \cdot \frac{\alpha}{1+\alpha} \left(c_{n,n-1} \cdot \frac{1}{n} \right) \pm \lambda \beta_n \right] B. \end{cases}$$

Greift B nicht am Ende an, so entfallen in den Belastungsgliedern der Felder, in denen im statisch bestimmten System keine Gurtlängskräfte auftreten, die Ausdrücke $\lambda \beta_r$.

Die Belastungsglieder der Gl. (16) u. (17) sind:

$$(34)\quad \begin{cases} D_1 = E = -\tfrac{1}{2} \delta_1^o h_o^2 \frac{1-\alpha}{1+\alpha}, \\ D_i = 0 \ldots i = 2 \text{ bis } n. \end{cases}$$

Die Auflösung der Gleichungen hat in der gleichen Weise, wie unter a) gezeigt wurde, zu erfolgen.

c) Wirkung von Temperaturänderungen.

Durch eine gleichmäßige, alle Stäbe erfassende Temperaturänderung wird der Rahmenbalken nicht beeinflußt. Dagegen entstehen Beanspruchungen, wenn, beispielsweise infolge Beschattung eines Gurtes durch die auskragende Fahrbahn, ein Temperaturunterschied zwischen diesem Gurt und den übrigen Stäben besteht. Die Wirkung eines solchen Temperaturunterschiedes ist der Wirkung einer Gurtlängskraft gleich zu setzen; sie beeinflußt also auch nur die Belastungsglieder der Y-Gleichungen. Sie lauten, wenn der betreffende Gurt eine um t^o niedrigere Temperatur aufweist als die übrigen Stäbe und gerade geführt ist, während der andere Gurt auch gekrümmt sein kann:

$$(35)\quad A_r = \begin{cases} +E J_r^o \cdot \cos \varphi_r \, \omega \, t \, \lambda \text{ (Untergurt)} \\ -E J_r^o \, \omega \, t \, \lambda \text{ (Obergurt).} \end{cases}$$

Die endgültigen Momente und Längskräfte Gl. (27) bis (30) sind dann allein durch die Y bestimmt. (Schluß folgt.)

Das neue Zigarettenfabrikationsgebäude der Tabakfabrik in Linz a. d. Donau (Österreich).[1]

Alle Rechte vorbehalten.

Von Ingenieur Leopold **Herzka**, Wien.

Mit diesem Fabrikationsgebäude gelangte der bisher in Österreich größte Stahlskelettbau zur Ausführung[2]), zu der sich die österreichische Tabakregie auf Grund umfangreicher Vergleichsstudien zwischen Stahlskelett und Eisenbeton entschied. Maßgebend für den Entschluß war einerseits die Erwägung, daß während des Baues und nach dessen Vollendung Änderungen in der geplanten Aufstellung der maschinellen Einrichtungen zu erwarten waren, die sich bei Stahlskelettbauten leichter durchführen lassen als bei Massivbauwerken, dann aber der Umstand, daß mit etwaigen Bodensenkungen zu rechnen war, deren gefahrlose Behebung bei Ausführung in Stahl mit Sicherheit möglich ist[3]).

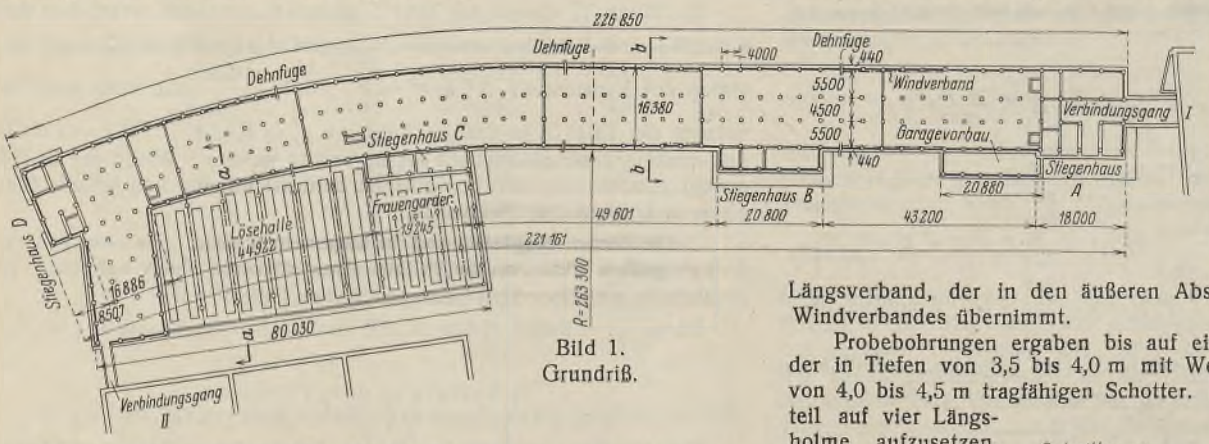


Bild 1. Grundriß.

Das neue Fabrikationsgebäude besteht aus einem durchgehenden 7geschossigen Hauptteil, einem 5geschossigen Querteil und aus der unterkellerten ebenerdigen Lösehalle (Bild 1 u. 2).

Der Grundriß des Haupttraktes setzt sich aus zwei geraden Endteilen und einem zwischengeschalteten Bogenteil ($R = 263$ m) zusammen. Die äußere Länge beträgt 226,85 m, die Breite 16,38 m, die Höhe 28,34 m, gemessen von Fundamentoberkante bis zur Traufkante. Am westlichen und östlichen Ende wurden die Stiegenhäuser A und D angeordnet; die ungefähr in den Drittelpunkten liegenden Stiegen B und C sind in eigenen Anbauten untergebracht, um den Betrieb der durch das ganze Hauptgebäude durchgehenden Transportbänder und des Plattenbandförderers nicht durch Einbauten zu stören. In den Stiegenhäusern sind die durchlaufenden Personen- und Warenaufzüge, zwei Waren-Paternoster und endlich zwei vom 3. zum 5. Obergeschoß führende Zwischenaufzüge untergebracht.

Die im Abstande von 4 m angeordneten vierstieligen, 7geschossigen Stahlrahmen sind symmetrisch ausgebildet. Die äußere Feldweite beträgt je 5,5 m, die mittlere 4,5 m. Die einzelnen Rahmen sind durch Deckenträger aus I-Profilen verbunden, zwischen welche Ziegelgewölbe gespannt sind, deren Verwendung auf Wunsch der Bauherrin deshalb erfolgte, weil nach ihrer Erfahrung solche Decken die leichteste Anpassung bei Betriebsänderungen zulassen.

Durch drei etwa in den Viertelpunkten vorgesehene Dehnfugen wird das Gebäude in vier voneinander unabhängige, rund 56 m lange Teile zerlegt. Jeder Bauteil erhält einen in den Außenwänden untergebrachten Längsverband, der in den äußeren Abschnitten zugleich die Rolle des Windverbandes übernimmt.

Probebohrungen ergaben bis auf eine Tiefe von etwa 3,5 m Tegel, der in Tiefen von 3,5 bis 4,0 m mit Wellsand durchsetzt war, und erst von 4,0 bis 4,5 m tragfähigen Schotter. Man entschloß sich, den Hauptteil auf vier Längsholme aufzusetzen, die an den Stirnseiten durch je einen Querholm verbunden wurden. Ihre Ausführung erfolgte in Stampfbeton; unter den Stützenfüßen wurde eine Stahlbewehrung vorgesehen.

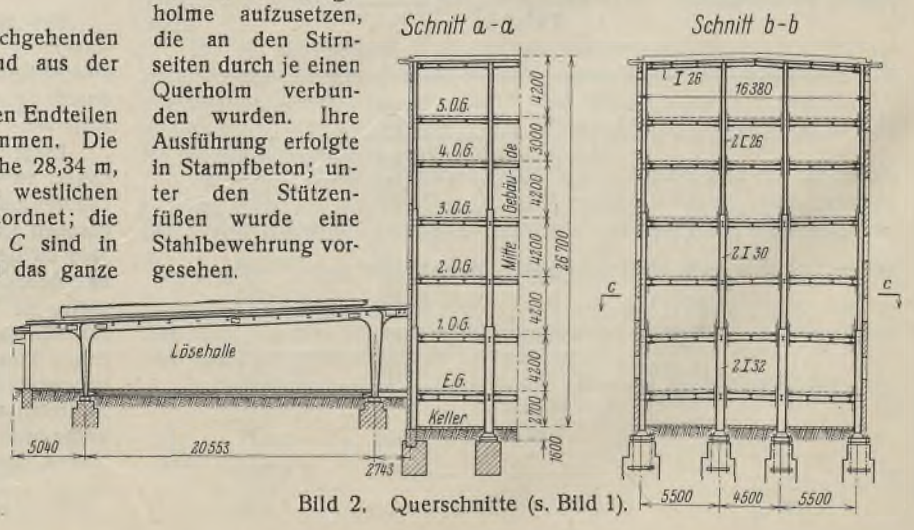


Bild 2. Querschnitte (s. Bild 1).

[1]) Die für die Veröffentlichung notwendigen Unterlagen verdanke ich Herrn Oberingenieur Hans Laßner der Waagner-Biro A.-G., Wien.

[2]) Der erste in Österreich ausgeführte Stahlskelettbau, die Sodafabrik der Solvaywerke in Ebensee, besteht bei einer Gesamthöhe von 42 m aus neun Geschossen und wurde im Jahre 1926 von der Waagner-Biro A.-G. errichtet.

[3]) Siehe u. a. Gebäudehebung beim Großkraftwerk Klingenberg. AEG-Mitteilungen 1927, Heft 11.

Der 5geschossige Querteil besitzt bei gleicher Gebäudetiefe eine im Wesen gleiche konstruktive Durchbildung.

In der einspringenden Ecke, die durch den Querteil und durch den Hauptteil bis zum Stiegenhaus *C* begrenzt wird, kam ein ebenerdiger Hallenbau von 64 × 25 m zur Ausführung, die sogenannte Lösehalle. Die Hallenbinder sind Vollwand-Zweigelenkrahmen mit Zugband. Die Stielentfernung beträgt 20,55 m.

Für das Stahlgerippe waren rund 3000 t Stahl erforderlich, wovon auf den 7geschossigen Hauptteil einschließlich der Stiegenhäuser 24,5 kg/m³, auf den 5geschossigen Querteil 23,2 kg/m³ entfielen. Das Gewicht von 24,5 kg je m³ umbauten Raumes für den Hauptteil erscheint mit Rücksicht auf die durch die maschinellen Einrichtungen bedingte ungünstige Rahmenfeldteilung und auf die großen Nutzlasten (s. weiter unten) nicht ungünstig.

Statische Berechnung. Diese erfolgte für nachstehende Belastungen in kg/m²:

Geschoß	Konstruktionsteil	Eigengewicht	Nutzlasten einschließlich Zuschlag für Erschütterungen
Dach		600	250
1. bis 5. Obergeschoß	Deckenträger	550	800
	Unterzüge und Stützen	550	600
Erdgeschoß	Deckenträger	550	1000
	Unterzüge und Stützen	550	800
Dach für ebenerdigen Anbau (Lösehalle)		250	100
Stiegenhäuser und Nebenräume ohne Unterschied des Geschosses		550	500

Das Gewicht der sich nicht tragenden Umfassungswände wurde mit 550 kg/m² angesetzt. Die Berechnung der Ständer der mehrgeschossigen Gebäudeteile erfolgte gemäß Önorm B 2101. Danach ergibt sich der Winddruck für den durchlaufenden Teil des Hauptteiles und für den Querteil mit 125 kg/m², für die Stiegenhäuser mit 142 kg/m² und für die Lösehalle mit 75 kg/m².

Für Stahl St 37.11, der durchweg zur Verwendung gelangte, wurden folgende zulässige Inanspruchnahmen vorgeschrieben: für die Deckenträger und Rahmenriegel in den mehrgeschossigen Gebäudeteilen unter Einwirkung der senkrechten Belastung allein 1000 kg/cm², für Stützen und sonstige Tragwerksteile 1200 kg/cm² [4]); bei Berücksichtigung des Winddruckes wurden die Inanspruchnahmen um 200 kg/cm² erhöht.

Der 7geschossige Rahmen ist 63fach statisch unbestimmt. Seine Untersuchung erfolgte näherungsweise unter der Annahme, daß die Momentennullpunkte in den nicht belasteten Stäben um $^1/_4$ vom Stabende abstehen, wozu zwei Elastizitätsbedingungen ausreichen [5]). Eine Kontrolle nach Straßner [6]) ergab gute Übereinstimmung.

Zur Beurteilung der Gesamtsteifigkeit des Rahmens wurde die Formänderung unter Windangriff berechnet, die eine seitliche Ausbiegung der Stielenden um 20 mm, also um weniger als $^1/_{1000}$ der Höhe ergab.

Ausbildung des Stahlskeletts. Der biegungssteife Anschluß der Riegel an die Stiele wird dadurch erzielt, daß die Einspannmomente von den aus einfachen I 36-Profilen bestehenden Riegeln, die zwischen den aus je zwei I- bzw. ⊏-Profilen gebildeten Stielen ungestoßen durchlaufen, durch geeignete Sättel an die Stiele abgegeben werden (Bild 3) [7]). Diese Ausbildung war auch bei den Außenstützen möglich, weil die Gebäudeaußenmauer genügend weit vor die Stahlkonstruktion vorgesetzt ist. Die Sättel wurden gleichzeitig für die an den Einspannstellen nötigen Verstärkungen der Stiele herangezogen.

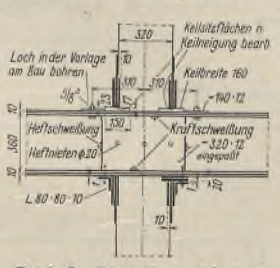


Bild 3. Riegelanschluß.

Das satte Anliegen der Riegelflanschen an die Sättel wird durch eingetriebene Stahlkeile gewährleistet. Um schädliche Verformungen der Sättel zu vermeiden, wurde die spezifische Pressung zwischen diesen und den Riegeln der zulässigen Stahlbeanspruchung annähernd gleichgesetzt. Die im Trägersteg an der Einspannstelle auftretenden Hauptnormalspannungen, die das zulässige Maß höchstens um 130% überschreiten, wurden durch an die Trägerflansche beiderseits angeschweißte, 12 mm starke Laschen entsprechend abgemindert. Die Schweißung bot im vorliegenden Falle die einzige Möglichkeit zur Aufnahme der verhältnismäßig großen Querkräfte innerhalb eines kurzen Anschlußbereiches.

Bild 4. Beginn des Rahmeneinzelvorbaues.

Die Riegel bestehen aus einem durchgehenden Profil, so daß die bei abgestuften Profilen sich ergebende Gewichtsersparnis (durch die dann erforderlichen zwei Montagestöße) reichlich wettgemacht wird. Alle sonstigen Stöße sind wegen einfacherer Montage durchweg verschraubt. Für auf Kontakt angearbeitete Stielstöße kamen Paßschrauben zur Verwendung.

Die Konstruktionsstärke der Ziegelgewölbedecken zwischen Fußboden- ober- und Deckenträgerunterkante beträgt 440 mm, die größte Deckenträgerentfernung 2,25 m. Der Gewölbeschub wird in den äußersten zwei Feldern von je drei Stahlschließen aufgenommen.

Zur Unterstützung der 38 cm starken Außenmauern dienen aus je zwei ⊏-Profilen bestehende, in der Höhe der Stürze der Langfenster angeordnete Mauerträger, welche auf den an den Außenseiten der Außenstiele angebrachten Konsolen aufliegen. Die Dehnfugen werden durch Blechschutzkasten freigehalten, um ihre Wirkung durch Einbetonieren oder Vermauern nicht zu beeinträchtigen.

In der Mitte jedes Ausdehnungsabschnittes wurden in den Außenwänden über zwei Felder reichende, aus gekreuzten Flachstäben bestehende, in einer Leichtbetonzwischenschicht verlegte Montageverbände vorgesehen. In diesem Bereiche mußten die nur 25 cm starken Außenmauern gegen den Innenraum durch eine geeignete Verkleidung ergänzt werden. In den Ausdehnungsabschnitten an den Gebäudeenden wurden die Montageverbände in geeigneter Weise als Windverbände durchgebildet.

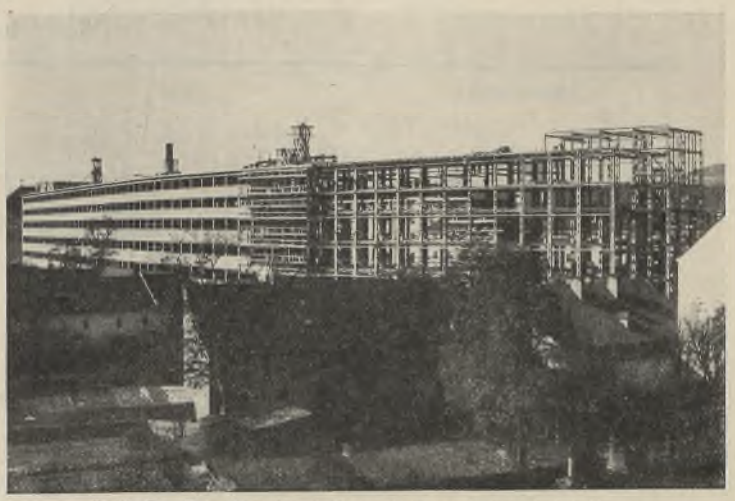


Bild 5. Das Stahlskelett nach beendeter Aufstellung mit teilweiser Ausmauerung.

[4]) Durch die gegenüber der Önorm wesentlich niedriger gehaltenen Inanspruchnahmen sollte eine Reserve für unvorhergesehene Belastungsfälle geschaffen werden (späterer Einbau schwererer oder stärker schwingender Maschinen).

[5]) Siehe Bleich, Stahlhochbauten I, S. 354.

[6]) Siehe Straßner, Neuere Methoden zur Statik der Rahmentragwerke und der elastischen Bogenträger, I. Bd. Berlin 1925.

[7]) Vgl. a. Stahlbau 1931, S. 37 u. f.

Die Rahmen des Stahlgerippes sind vollständig einbetoniert, ebenso die Mauerträger. Die Deckenträger erhielten lediglich einen Rabitzverputz.

Aufstellung der Stahlkonstruktion. Die Aushub- und Fundierungsarbeiten setzten sofort nach Auftragserteilung (Anfang Oktober 1930) ein, so daß noch vor Eintritt des Frostes die Fundamente fertiggestellt und die Verankerungen für die Stiele versetzt waren. Die Wintermonate waren der Werkstattarbeit gewidmet; sofort nach Eintritt der wärmeren Jahreszeit konnte mit der Aufstellung begonnen werden.

Die eigentliche Montage setzte beim Rahmen 1 des 7geschossigen Hauptgebäudes ein (7. April 1931). Zur Erzielung der notwendigen Standsicherheit während des Zusammenbaues erfolgte die Aufstellung der ersten drei Rahmen gleichzeitig mit dem Einbau der zwischen ihnen liegenden Deckenträger, wobei — entsprechend den Stielstößen — die Rahmen in drei Etappen hochgeführt wurden. Zwischen diesen ersten drei Rahmen wurden in den Ebenen der äußeren und auch der mittleren Stützenreihen vorübergehend Montageverbände eingebaut, um den etwa auftretenden Winddruck aufzunehmen. Bis zum 4. Obergeschoß bestanden diese Hilfsverbände aus diagonal verlaufenden Kettenverspannungen, die durch Anziehen einer eingelegten Zugschraube in Spannung gesetzt wurden. Von da ab bestanden die Verbände aus einfachen Winkeln. Vom Rahmen 6 an wurde jeder neue Rahmen einzeln bis zur vollen Höhe aufgebaut und durch die Deckenträger an den bereits bestehenden Teil angeschlossen (Bild 4). Die Verkeilung der Rahmen erforderte besondere Sorgfalt, da die Keillage die Gesamtstellung des Rahmens wesentlich beeinflußt.

Das Abladen und den Zusammenbau besorgte ein für diesen Zweck besonders konstruierter, elektrisch betriebener, in der Gebäudelängsachse fahrbarer Baukran (Bild 4).

Die Ausfachungs- und Ausmauerungsarbeiten erfolgten mit Hilfe eines fahrbaren, über alle Stockwerke reichenden Stahlgerüstes, so daß die Ausmauerung sich unmittelbar an die Montage des Stahlskeletts anschließen konnte.

Bild 5 zeigt das Stahlskelett nach Vollendung der Montage.

Schlußbemerkungen: Der architektonische Entwurf stammt von Baurat h. c. Prof. Dr. Peter Behrens und Dipl.-Architekt Prof. Alexander Popp in Wien, während der Entwurf und die Herstellung bzw. die Aufstellung der Stahlkonstruktion durch die Wiener Stahlbaufirmen Waagner-Biro A.-G., Wiener Brückenbau- und Eisenkonstruktions-A.-G., Ig. Gridl und Max Wahlberg unter der Oberleitung der Waagner-Biro A.-G. erfolgte. Die Durchführung sämtlicher Bauarbeiten besorgten die Linzer Filialen der Wiener Bauunternehmungen Brüder Redlich & Berger und G. A. Wayss.

Die neuen zulässigen Tragkräfte für Niete nach DIN 1050, Berechnungsgrundlagen für Stahl im Hochbau.

St 00; Belastungsfall **1 u. 2**

$\sigma_s = 1200$ kg/cm²
$\sigma_l = 2400$ kg/cm²

∅	Abscheren		Lochleibung															
	einschnitt.	zweischnitt.	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
11	1,14	2,28	1,32	1,58	1,85	2,11	2,37	2,64	2,90	3,16	3,43	3,69	3,96	4,21	4,47	4,74	5,00	5,28
14	1,85	3,70	1,68	2,01	2,35	2,69	3,02	3,36	3,70	4,03	4,37	4,70	5,04	5,38	5,71	6,04	6,37	6,72
17	2,73	5,46	2,04	2,45	2,85	3,26	3,67	4,08	4,48	4,90	5,30	5,72	6,12	6,53	6,95	7,34	7,75	8,16
20	3,77	7,54	2,40	2,88	3,36	3,85	4,32	4,80	5,28	5,76	6,24	6,72	7,20	7,70	8,16	8,64	9,12	9,60
23	4,97	9,94	2,76	3,31	3,87	4,42	4,96	5,52	6,08	6,62	7,18	7,74	8,28	8,84	9,38	9,93	10,50	11,04
26	6,37	12,74	3,12	3,74	4,37	5,00	5,61	6,24	6,86	7,48	8,11	8,74	9,36	10,00	10,61	11,22	11,85	12,48
29	7,93	15,86	3,48	4,18	4,88	5,57	6,27	6,96	7,66	8,36	9,06	9,76	10,44	11,14	11,84	12,54	13,23	13,92

Handelsbaustahl; Belastungsfall **1 u. 2** u. St 37; Belastungsfall **1**

$\sigma_s = 1400$ kg/cm²
$\sigma_l = 2800$ kg/cm²

∅	Abscheren		Lochleibung															
	einschnitt.	zweischnitt.	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
11	1,33	2,66	1,54	1,85	2,16	2,46	2,77	3,08	3,39	3,70	4,01	4,32	4,62	4,92	5,23	5,54	5,87	6,16
14	2,16	4,32	1,96	2,35	2,74	3,14	3,53	3,92	4,31	4,70	5,09	5,48	5,88	6,28	6,67	7,06	7,45	7,84
17	3,18	6,36	2,38	2,86	3,33	3,81	4,28	4,76	5,24	5,72	6,19	6,66	7,14	7,62	8,09	8,56	9,04	9,52
20	4,40	8,80	2,80	3,36	3,92	4,48	5,04	5,60	6,16	6,72	7,28	7,84	8,40	9,96	9,52	10,08	10,64	11,20
23	5,82	11,64	3,22	3,86	4,51	5,15	5,80	6,44	7,08	7,72	8,37	9,02	9,66	10,30	10,95	11,60	12,24	12,88
26	7,43	14,86	3,64	4,37	5,10	5,82	6,55	7,28	8,01	8,74	9,47	10,20	10,92	11,64	12,37	13,10	13,83	14,56
29	9,25	18,50	4,06	4,87	5,68	6,50	7,31	8,12	8,93	9,74	10,55	11,36	12,18	13,00	13,81	14,62	15,43	16,24

St 37; Belastungsfall **2**

$\sigma_s = 1600$ kg/cm²
$\sigma_l = 3200$ kg/cm²

∅	Abscheren		Lochleibung															
	einschnitt.	zweischnitt.	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
11	1,52	3,04	1,76	2,11	2,46	2,82	3,17	3,52	3,87	4,22	4,54	4,92	5,28	5,64	5,99	6,34	6,69	7,04
14	2,47	4,94	2,24	2,69	3,14	3,58	4,03	4,48	4,93	5,38	5,83	6,28	6,72	7,16	7,61	8,06	9,51	8,96
17	3,63	7,26	2,72	3,26	3,81	4,35	4,90	5,44	5,98	6,52	7,07	7,62	8,16	8,70	9,25	9,80	10,34	10,88
20	5,02	10,04	3,20	3,84	4,48	5,12	5,76	6,40	7,04	7,68	8,32	8,96	9,60	10,24	11,88	11,52	12,16	12,80
23	6,64	13,28	3,68	4,42	5,15	5,89	6,62	7,36	8,10	8,84	9,57	10,30	11,04	11,78	12,51	13,24	13,98	14,72
26	8,50	17,00	4,16	4,99	5,82	6,66	7,49	8,32	9,15	9,98	10,81	11,64	12,48	13,32	14,15	14,98	15,81	16,64
29	10,5	21,0	4,64	5,57	6,50	7,42	8,35	9,28	10,21	11,14	12,07	13,00	13,92	14,84	15,77	16,70	17,63	18,56

Dipl.-Ing. W. Marx, München.

INHALT: Zur Berechnung von strebenlosen gegliederten Tragwerken. — Das neue Zigarettenfabrikationsgebäude der Tabakfabrik in Linz a. d. Donau (Österreich). — Die neuen zulässigen Tragkräfte für Niete nach DIN 1050, Berechnungsgrundlagen für Stahl im Hochbau.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg. — Verlag Wilh. Ernst & Sohn, Berlin W 9. — Druck: Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68

DER STAHLBAU

Schriftleitung:
Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernsprecher: C 1 Steinplatz 0011
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernsprecher: Breslau 421 61

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

8. Jahrgang | BERLIN, 8. November 1935 | Heft 23

Alle Rechte vorbehalten.

Zur Berechnung von strebenlosen gegliederten Tragwerken.

Von Ing. Dr. **J. Wanke**, o. ö. Professor, Prag.

(Schluß aus Heft 22.)

II. Der zweistielige Stockwerkrahmen.

Die beim Rahmenbalken getroffenen Annahmen übertragen wir sinngemäß auf den Stockwerkrahmen und setzen hinsichtlich der Trägheitsmomente der Stiele fest, daß in allen Stockwerken $\alpha = \frac{J^l \cdot \cos\varphi^l}{J^r \cdot \cos\varphi^r}$ ist.

An die Stelle der Gurte und Pfosten treten die Stiele und Riegel. Die Stockwerkhöhen λ seien gleich groß, die Stielneigungen sind in der Regel ebenfalls auf die ganze Länge gleich. Mit dem oberen Index 1 wird der linke, mit r der rechte Stiel gekennzeichnet. Die übrigen Bezeichnungen werden unverändert übernommen, sinngemäß auch die Vorzeichenregel, so daß positive Momente auf der rechten Seite der Stiele und auf der Unterseite der Riegel Zug erzeugen.

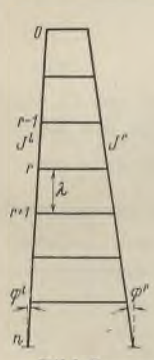


Bild 2a.

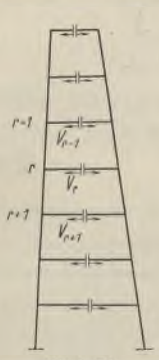


Bild 2b.

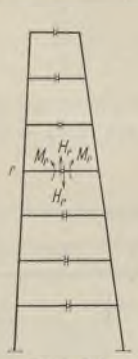


Bild 2d.

Bild 2g.

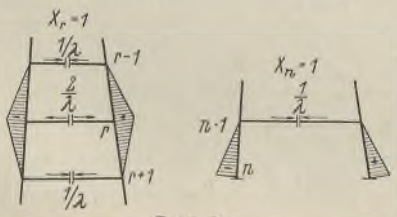
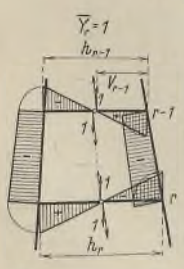


Bild 2c.



Axialkraft in den Stielen:

links: $-\left(\cos\varphi^l + \frac{\operatorname{tg}\varphi^l - \alpha\operatorname{tg}\varphi^r}{1+\alpha} \cdot \sin\varphi^l\right)$

rechts: $\cos\varphi^r - \frac{\operatorname{tg}\varphi^l - \alpha\operatorname{tg}\varphi^r}{1+\alpha} \cdot \sin\varphi^r$

Bild 2e.

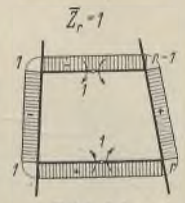


Bild 2f.

a) Belastung durch waagerechte Kräfte in den Knotenpunkten.

In gleicher Weise wie beim Rahmenbalken wählen wir ein statisch bestimmtes Grundsystem, das aus dem Stockwerkrahmen (Bild 2a) durch Zerschneiden der Riegel erhalten wird (Bild 2b). Zum Unterschied vom Rahmenbalken sind hier die Schnittkräfte (Anzahl $3n$ bei n Riegeln) vollkommen unabhängig voneinander.

Aus den Schnittkräften V, H, M lassen sich je n Unbekannte X, Y, Z bilden, von denen die X am statisch bestimmten System (Bild 2b,) die Y, Z am System I (Bild 2d) angreifen. Die bezüglichen Selbstspannungszustände sind in den Bildern 2c, 2e u. 2g dargestellt. Aus Bild 2f ist der auf das statisch bestimmte System bezogene Selbstspannungszustand $\overline{Z}_r = 1$ ersichtlich. Damit lassen sich leicht die Bestimmungsgleichungen der Unbekannten aufstellen:

$$(36)\quad \begin{cases} 4X_1 + X_2 = -\frac{\alpha}{1+\alpha}(\mathfrak{M}_o + 4\mathfrak{M}_1 + \mathfrak{M}_2) \\ X_{r-1} + 4X_r + X_{r+1} = -\frac{\alpha}{1+\alpha}(\mathfrak{M}_{r-1} + 4\mathfrak{M}_r + \mathfrak{M}_{r+1}) \\ X_{n-1} + 2X_n = -\frac{\alpha}{1+\alpha}(\mathfrak{M}_{n-1} + 2\mathfrak{M}_n). \end{cases}$$

Wie leicht einzusehen, ist Gl. (3) $X_r = -\frac{\alpha}{1+\alpha} \cdot \mathfrak{M}_r$ nur dann die vollständige Lösung, wenn entweder $\mathfrak{M}_o = 0$ ist oder sich im Verhältnis $\alpha : 1$ auf die beiden Stiele verteilt.

Die Bestimmungsgleichungen der Y und Z stimmen mit den Gl. (15) und (16) überein, nur entfällt das Störglied Z_o. Sie lauten:

$$(37)\quad \begin{cases} a_{1,1}Y_1 + a_{1,2}Y_2 + \frac{1-\alpha}{2(1+\alpha)}[b_{1,1}Z_1 + b_{1,2}Z_2] \\ \qquad = \frac{\alpha}{1+\alpha} \cdot \frac{\lambda}{6}[c_{1,o}\mathfrak{M}_o + c_{1,1}\mathfrak{M}_1] \\ a_{r,r-1}Y_{r-1} + a_{r,r}Y_r + a_{r,r+1}Y_{r+1} \\ \quad + \frac{1-\alpha}{2(1+\alpha)}[b_{r,r-1}Z_{r-1} + b_{r,r}Z_r + b_{r,r+1}Z_{r+1}] \\ \quad = \frac{\alpha}{1+\alpha} \cdot \frac{\lambda}{6}[c_{r,r-1}\mathfrak{M}_{r-1} + c_{r,r}\mathfrak{M}_r] \\ a_{n,n-1}Y_{n-1} + a_{n,n}Y_n + \frac{1-\alpha}{2(1+\alpha)}(b_{n,n-1}Z_{n-1} + b_{n,n}Z_n) \\ \qquad = \frac{\alpha}{1+\alpha} \cdot \frac{\lambda}{6}(c_{n,n-1}\mathfrak{M}_{n-1} + c_{n,n}\mathfrak{M}_n). \end{cases}$$

$$(38)\quad \begin{cases} \frac{1-\alpha}{2(1+\alpha)}(d_{1,1}Y_1 + d_{1,2}Y_2) + e_{1,1}Z_1 + e_{1,2}Z_2 + e_{1,3}Z_3 = 0 \\ \frac{1-\alpha}{2(1+\alpha)}(d_{r,r-1}Y_{r-1} + d_{r,r}Y_r + d_{r,r+1}Y_{r+1}) \\ \qquad + e_{r,r-2}Z_{r-2} + e_{r,r-1}Z_{r-1} + e_{r,r}Z_r \\ \qquad + e_{r,r+1}Z_{r+1} + e_{r,r+2}Z_{r+2} = 0 \\ \frac{1-\alpha}{2(1+\alpha)}(d_{n,n-1}Y_{n-1} + d_{n,n}Y_n) \\ \qquad + e_{n,n-2}Z_{n-2} + e_{n,n-1}Z_{n-1} + e_{n,n}Z_n = 0. \end{cases}$$

Die Beiwerte dieser Gleichungen stimmen bis auf die folgenden mit den unter (18) angeführten überein.

$$(39)\quad \begin{cases} a_{n,n} = \frac{1+\alpha^3}{3(1+\alpha)^3} \cdot \delta_n^{n-1} h_{n-1}^3 \\ \qquad + \frac{\lambda}{3} \cdot \frac{\alpha}{1+\alpha}\left(h_{n-1}^2 + h_{n-1}h_n + h_n^2\right) + \lambda(\beta_n + \gamma_n) \\ b_{n,n} = d_{n,n} = -\delta_n^{n-1} h_{n-1}^2 \\ e_{n,n} = \frac{\lambda}{2}(1+\alpha)\left(z_{n-1}^n + z_n^n\right) + \delta_n^{n-1} h_{n-1}. \end{cases}$$

Was die Beiwerte e anbelangt, so ist zu beachten, daß die $z_i^r \left(= z_r^i\right)$ infolge der andersartigen Randbedingungen mit denen des Rahmenbalkens nicht ganz übereinstimmen. Führen wir wie bei den Gl. (8) in den Gl. (36) als

Belastungsglieder der $r-1$- und r-ten Gleichung den Wert -3 ein, so erhalten wir nach Bestimmung der Konstanten aus den Rand- und Übergangsbedingungen folgende Ausdrücke für die Unbekannten X_i^r:

$$(40)\quad \begin{cases} X_i^r = \dfrac{3\,k^{r-i}\,(1-k^{2i})(1+k^{2(n-r)+1})}{1-k} \cdots\cdots i \leqq r-1 \\ X_i^r = \dfrac{3\,k^{i-r+1}\,(1-k^{2r-1})(1+k^{2(n-i)})}{1-k} \cdots i \geqq r. \end{cases}$$

Wie aus dem Bau der Formeln (40) und der ihnen entsprechenden Tafel 6 der X_i^r hervorgeht, wirkt sich die geänderte Randbedingung nur in dem Eck $r \to n$, $i \to n$ aus; ihr Einfluß klingt bald ab.

Die zugehörigen Summen $z_{r-1}^{\nu} + z_r^{\nu}$ sind in der Tafel 7 zusammengestellt.

Man erkennt, daß auch hier die Berücksichtigung von fünf Z-Gliedern in Gl. (38) ausreicht. Die Auflösung der simultanen Differenzengleichungen (37) und (38) erfolgt wieder in der Weise, daß man zuerst in (38) Näherungswerte Y einführt, die aus (37) durch Vernachlässigung der Summenausdrücke Z erhalten werden. Mit den Unbekannten ergeben sich die endgültigen Momente und Längskräfte.

Stielmomente im Stockwerk $r \ldots r-1$.

$$(41)\quad \begin{cases} M_{r-1}^l = \dfrac{\alpha}{1+\alpha}\left(\mathfrak{M}_{r-1} - Y_r h_{r-1}\right) + \sum_{r-2}^{r+2} Z_\nu z_{r-1}^\nu \\ M_r^l = \dfrac{\alpha}{1+\alpha}\left(\mathfrak{M}_r - Y_r h_r\right) + \sum_{r-2}^{r+2} Z_\nu z_r^\nu \\ M_{r-1}^r = \dfrac{1}{1+\alpha}\left(\mathfrak{M}_{r-1} - Y_r h_{r-1}\right) + \sum_{r-2}^{r+2} Z_\nu z_{r-1}^\nu \\ M_r^r = \dfrac{1}{1+\alpha}\left(\mathfrak{M}_r - Y_r h_r\right) + \sum_{r-2}^{r+2} Z_\nu z_r^\nu . \end{cases}$$

Riegelmomente in den Anschlußpunkten an die Stiele.

$$(42)\quad \begin{cases} M_o^{v,l} = -Z_l - Y_l \cdot \dfrac{\alpha}{1+\alpha} \cdot h_o \\ M_o^{v,r} = -Z_l + Y_l \cdot \dfrac{1}{1+\alpha} \cdot h_o \\ M_r^{v,l} = Z_r - Z_{r+1} + (Y_r - Y_{r+1}) \dfrac{\alpha}{1+\alpha} \cdot h_r \\ M_r^{v,r} = Z_r - Z_{r+1} - (Y_r - Y_{r+1}) \dfrac{1}{1+\alpha} \cdot h_r . \end{cases}$$

Längskräfte in den Stielen.

$$(43)\quad \begin{cases} S_r^l = -Y_r\left[\cos\varphi^l + \dfrac{\operatorname{tg}\varphi^l - \alpha\cdot\operatorname{tg}\varphi^r}{1+\alpha} \cdot \sin\varphi^l\right] \\ S_r^r = \quad Y_r\left[\cos\varphi^r - \dfrac{\operatorname{tg}\varphi^l - \alpha\cdot\operatorname{tg}\varphi^r}{1+\alpha} \cdot \sin\varphi^r\right]. \end{cases}$$

Längskräfte in den Riegeln.

$$(44)\quad \begin{cases} V_o = V_o^1 - Y_l \cdot \dfrac{\operatorname{tg}\varphi^l - \alpha\cdot\operatorname{tg}\varphi^r}{1+\alpha} + \dfrac{1}{\lambda}\sum_1^3 Z_\nu X_1^\nu \\ V_r = V_r^1 - (Y_{r+1} - Y_r)\dfrac{\operatorname{tg}\varphi^l - \alpha\cdot\operatorname{tg}\varphi^r}{1+\alpha} \\ \qquad\qquad + \dfrac{1}{\lambda}\sum_{r-2}^{r+2} Z_\nu \left(X_{r-1}^\nu - 2X_r^\nu + X_{r+1}^\nu\right). \end{cases}$$

Auch hier kann man sagen, daß die Riegel-Längskräfte nur dort zu berücksichtigen sind, wo größere Einzellasten angreifen.

Für $\alpha = 1$ werden die $Z = 0$ und es bleiben nur die Y zu ermitteln. Dann kann man aber auch ohne wesentlich größeren Rechenaufwand die Annahme gleicher Stockwerkhöhen fallen lassen und die Berechnung mit verschiedenen λ_r durchführen. Für diesen Fall haben die Bestimmungsgleichungen der Y folgende Form:

$$(45)\quad \begin{cases} a_{r,r-1}Y_{r-1} + a_{r,r}Y_r + a_{r,r+1}Y_{r+1} \\ \qquad = \dfrac{\lambda_r}{12}\left(c_{r,r-1}\mathfrak{M}_{r-1} + c_{r,r}\mathfrak{M}_r\right). \end{cases}$$

Sinngemäß sind auch die Randgleichungen nach Gl. (37) zu bilden. Die zugehörigen Beiwerte sind:

$$(46)\quad \begin{cases} a_{r,r-1} = -\dfrac{\delta_r^{r-1} h_{r-1}^3}{12} \\ a_{r,r} = -\left(a_{r,r-1} + a_{r,r+1}\right) + \dfrac{\lambda_r}{6}\left(h_{r-1}^2 + h_{r-1}h_r + h_r^2\right) \\ \qquad\qquad + \lambda_r\left(\beta_r + \gamma_r\right) \\ a_{r,r+1} = -\dfrac{\delta_r^r h_r^3}{12}. \end{cases}$$

Die endgültigen Momente und Längskräfte erhält man aus Gl. (41) bis (44), indem man dort $\alpha = 1$ und $Z_i = 0$ setzt. Für den Regel-

Tafel 6. X_i^r.

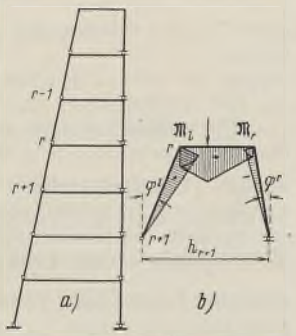
i \ r	1	2	3	4	5	.....	$n-5$	$n-4$	$n-3$	$n-2$	$n-1$	n	r \ i
1	−0,804	−0,589	+0,158	−0,042	−0,011								1
2	+0,215	−0,646	−0,631	+0,169	−0,045								2
3	−0,058	+0,173	−0,635	−0,634	+0,170								3
4	+0,016	−0,046	+0,170	−0,634	−0,634								4
5	−0,004	+0,012	−0,046	+0,170	−0,634								5
6		−0,003	+0,012	−0,045	+0,170								6
7			−0,003	+0,012	−0,045								7
8				−0,003	+0,012								8
9					−0,003								9
⋮													⋮
$n-10$							−0,003						$n-10$
$n-9$							+0,012	−0,003					$n-9$
$n-8$							−0,045	+0,012	−0,003				$n-8$
$n-7$							+0,170	−0,045	+0,012	−0,003			$n-7$
$n-6$							−0,634	+0,170	−0,045	+0,012	−0,003		$n-6$
$n-5$							−0,634	−0,634	+0,170	−0,045	+0,012	−0,002	$n-5$
$n-4$							+0,170	−0,634	−0,634	+0,170	−0,045	+0,009	$n-4$
$n-3$							−0,045	+0,170	−0,634	−0,633	+0,167	−0,033	$n-3$
$n-2$							+0,012	−0,046	+0,171	−0,637	−0,622	+0,124	$n-2$
$n-1$							−0,003	+0,013	−0,049	+0,182	−0,679	−0,464	$n-1$
n								−0,006	+0,024	−0,091	+0,340	−1,268	n

fall gleicher Stielneigung ($\varphi^l = \varphi^r$) vereinfachen sich die Gleichungen noch weiter.

$$(47)\quad \begin{cases} M^l_{r-1} = M^r_{r+1} = {}^1/_2\,(\mathfrak{M}_{r-1} - Y_r\,h_{r-1}) \\ M^l_r \quad = M^r_r \quad = {}^1/_2\,(\mathfrak{M}_r \quad - Y_r\,h_r \quad) \\ M^v_r \quad = \pm\,(Y_r - Y_{r+1})\,\dfrac{h_r}{2} \begin{matrix}\text{links}\\ \text{rechts}\end{matrix} \\ S_r \quad = \mp\,Y_r \cdot \cos\varphi \begin{matrix}\text{links}\\ \text{rechts}\end{matrix} \\ V_r \quad = V^{\mathrm{I}}_r. \end{cases}$$

b) Lotrechte Belastung der Riegel.

Es empfiehlt sich, der Berechnung der Belastungsglieder das statisch bestimmte System in Bild 3a zugrunde zu legen. Bei Belastung des Riegels r entsteht im statisch bestimmten Grundsystem die in Bild 3b dargestellte Momentenverteilung; in dem gleichem Bilde sind auch die zugehörigen Längskräfte eingetragen. Bei dieser Belastung verschwinden in den X-Gleichungen sämtliche Belastungsglieder bis auf die der r- und $r+1$-ten Gleichung.



Längskraft:
linker Stiel: $-\mathfrak{A} \cdot \cos\varphi^l$
rechter Stiel: $-\mathfrak{B} \cdot \cos\varphi^r$

Bild 3a u. b.

$$(48)\quad \begin{cases} X_{r-1} + 4\,X_r + X_{r+1} = \dfrac{2\,\lambda}{1+\alpha}\,(\mathfrak{M}^l + \alpha\,\mathfrak{M}^r) \\ X_r + 4\,X_{r+1} + X_r \quad = \dfrac{2\,\lambda}{1+\alpha}\,(\mathfrak{M}^l + \alpha\,\mathfrak{M}^r). \end{cases}$$

Vergleichen wir mit Gl. (40), so können wir die Lösung sofort angeben:

$$(49)\qquad X_i = -\frac{2}{3} \cdot \frac{\lambda}{1+\alpha}\,(\mathfrak{M}^l + \alpha\,\mathfrak{M}^r)\,X^r_i \cdot$$

Die X^r_i können der Tafel 6 entnommen werden. Das Momentenbild im System I ist durch folgende Gleichungen bestimmt:

$$(50)\quad \begin{cases} M^{\mathrm{I}}_i = \mp X_i \begin{matrix}\text{linker Stiel}\\ \text{rechter Stiel}\end{matrix} \cdots i \begin{matrix}<r-1\\ >r+1\end{matrix} \\ M^{v\,\mathrm{I}}_i = 0 \quad \ldots\ldots\ldots\

Zur Ermittlung der endgültigen Momente und Längskräfte sind jetzt natürlich die bezüglichen Werte des statisch bestimmten Systems des Bildes 3a zu benutzen. Bei lotrechten Stielen treten Momente $\mathfrak{M}$ nur in den Riegeln und Längskräfte $\mathfrak{N}$ nur in den Stielen auf. Bezeichnen wir mit $\mathfrak{A}_r$ und $\mathfrak{B}_r$ die Auflagerkräfte des frei aufliegenden Riegels $r-1$, so sind die Längskräfte des statisch bestimmten Systems

$$\text{im linken Stiel } r-1 \ldots r \quad \mathfrak{N}_r^l = \sum_1^r \mathfrak{A}_r$$

$$\text{im rechten Stiel } r-1 \ldots r \quad \mathfrak{N}_r^r = \sum_1^r \mathfrak{B}_r .$$

Im Falle symmetrischer Ausbildung und Belastung sind dies gleichzeitig die endgültigen Längskräfte.

Mit Rücksicht auf die Größe dieser Stiellängskräfte wird es nicht immer zulässig sein, die ihnen entsprechenden Formänderungen bei der Ermittlung der Unbekannten zu vernachlässigen. Sie haben Einfluß auf die Belastungsglieder Gl. (37). Bezeichnen wir bei lotrechter Lage und feldweise gleichem Trägheitsmoment der Stiele das Verhältnis $\frac{J_r}{F_r} = \beta_r$, so ist der von den Längskräften herrührende Teil im Belastungsglied zu (37):

$$A_r = \beta_r \left(\mathfrak{N}_r^r - \mathfrak{N}_r^l\right) \lambda. \tag{53}$$

Bei symmetrischer Belastung ist dieses Glied $= 0$. Am größten wird sein Einfluß, wenn nur ein Stiel belastet wird.

c) Wirkung einer Temperaturänderung.

Eine gleichmäßige Temperaturänderung beider Stiele und aller Riegel wird nur in der Nähe der Einspannstelle einen merkbaren Einfluß ausüben, der aber, wenn das unterste Geschoß nicht zu niedrig ist und die Stiele nicht zu steif sind, vernachlässigt werden kann. Dagegen beeinflußt eine Temperaturänderung, die nur einen Stiel erfaßt, den ganzen Rahmen. Sie hat die gleiche Wirkung wie die entsprechende Längenänderung durch eine Längskraft, wobei eine Temperaturerhöhung einer Zugkraft entspricht. Das zu einer Temperaturerhöhung gehörige Belastungsglied Gl. (37) ist bei Systemsymmetrie:

$$A_r = \pm E J_r \cdot \cos \varphi \; \omega \, t \, \lambda, \tag{54}$$

wobei das obere Vorzeichen für den linken, das untere für den rechten Stiel gilt.

III. Zusammengesetzte Rahmentragwerke.

Wenn die Scheiben eines zusammengesetzten Tragwerks nicht vollwandig, sondern gegliedert, aber ohne Schrägen ausgeführt werden, so sind diese Rahmenträger (Rahmenbalken oder Stockwerkrahmen) durch die an ihnen unmittelbar angreifenden Lasten und die in den Schnittflächen, die den Träger von den Nachbarscheiben oder der Erde trennen, wirkenden Kräfte beansprucht. Sind die Scheiben so aneinandergefügt, daß eine statisch bestimmte Anordnung entsteht, so können die Schnitt- und Auflagerkräfte aus den statischen Gleichgewichtsbedingungen ermittelt werden. Die Rahmenträger als Scheiben des zusammengesetzten Tragwerks sind in der unter I und II behandelten Weise zu berechnen, wenn diese Schnittkräfte als Auflagerkräfte eingeführt werden.

Sind die Scheiben aber so miteinander verbunden, daß die statischen Gleichgewichtsbedingungen zur Bestimmung der Schnittkräfte nicht ausreichen, so führt man das Scheibentragwerk auf eine statisch bestimmte Grundform zurück, berechnet die einzelnen Rahmenträger für die diesem System entsprechende Belastung und bringt erst dann die unbekannten Kräfte in den Trennflächen der Scheiben an. Beispielsweise berechnet man beim schrägenlosen gegliederten Zweigelenkbogen zuerst den frei aufliegenden gebogenen Rahmenbalken und läßt an diesem System den Horizontalschub angreifen.

Manchmal erweist es sich aber als vorteilhaft, den umgekehrten Weg einzuschlagen, wobei die Einführung vollwandiger Ersatzsysteme besondere Vorteile bietet. Allerdings besitzt diese Berechnungsart nur in Ausnahmefällen strenge Gültigkeit, aber der Fehler ist bei Einhaltung gewisser Bedingungen nicht groß. Diese Methode bewährt sich besonders dann, wenn auch die Ersatzsysteme höhergradig statisch unbestimmt sind und die übliche Berechnungsweise äußerst mühselig und zeitraubend ist.

Ähnlich wie im Teil I bezeichnen wir die von der Belastung im statisch bestimmten System herrührenden Momente mit $\mathfrak{M}$, die unbekannten Gruppen der Schnittkräfte des einfachen Rahmenträgers mit U_I und die zugehörigen Wirkungen (Momente, Längskräfte) mit $\bar{u}_\mathrm{I} = u_\mathrm{I}$. An diesem Rahmenträger greifen die übrigen Unbekannten U_II an, die im gleichen System die Wirkungen u_II hervorrufen. Im statisch bestimmten System sind die Wirkungen der gleichen Unbekannten $\bar{u}_\mathrm{II}$. Sind alle Unbekannten auf das statisch bestimmte Grundsystem bezogen, so werden sie mit $\bar{U}_\mathrm{I}$ bzw. $\bar{U}_\mathrm{II}$, die infolge $U_\mathrm{II} = 1$ erzeugten U_I-Werte mit U_I^II bezeichnet.

Entsprechend (1) bestehen zwischen den Unbekannten $\bar{U}$ und U bzw. ihren Wirkungen die Beziehungen:

$$\left\{\begin{aligned} \bar{U}_\mathrm{II} &= U_\mathrm{II} \\ U_\mathrm{I} &= \bar{U}_\mathrm{I} + \Sigma \bar{U}_\mathrm{II} U_\mathrm{I}^\mathrm{II} \\ u_\mathrm{I} &= \bar{u}_\mathrm{I} \\ u_\mathrm{II} &= \bar{u}_\mathrm{II} + \Sigma U_\mathrm{I}^\mathrm{II} \bar{u}_\mathrm{I}. \end{aligned}\right. \tag{55}$$

Nach Gl. (2a) können die endgültigen Momente wie folgt angegeben werden

$$M = \mathfrak{M} + \Sigma \bar{U}_\mathrm{I} \, \bar{u}_\mathrm{I} + \Sigma \bar{U}_\mathrm{II} \, \bar{u}_\mathrm{II}. \tag{56}$$

Wir vertauschen jetzt die beiden Gruppen der Unbekannten, so daß nun die unbekannten Schnittkräfte des Rahmenträgers mit U_II bezeichne werden. Die Unbekannten $\bar{U}_\mathrm{I}$ kann man, statt sie aus U_I und U_II zu berechnen, auch so ermitteln, daß man den Rahmenträger durch einen Vollwandbalken ersetzt mit einem Trägheitsmomente $F \cdot \frac{h^2}{2}$. Dabei bezeichnen F die Fläche eines Gurtes, h den Mittenabstand der Gurte des Rahmenträgers. Auch bei der Berechnung der $U_\mathrm{II} = \bar{U}_\mathrm{II}$ kann man statt des aus einem Gurt bestehenden statisch unbestimmten Systems den Ersatzbalken und die zugehörigen Momente $M^\mathrm{I} = \mathfrak{M} + \Sigma \bar{U}_\mathrm{I} \, u_\mathrm{I}$ einführen. Da sowohl $\bar{U}_\mathrm{II} = U_\mathrm{II}$ als auch $\bar{u}_\mathrm{II}$ auf das statisch bestimmte Grundsystem bezogen sind, gelten die gleichen Bestimmungsgleichungen, wie sie für den statisch bestimmt gelagerten einfachen Rahmenträger entwickelt wurden, nur sind statt der $\mathfrak{M}$ die Momente M^I zu verwenden. Bei nichtparallelgurtigen Trägern ist der Ersatzbalken nur zur Berechnung der $\bar{U}_\mathrm{I}$ zu benutzen, die M^I zur Berechnung der U_II sind aus dem nach Zerschneiden der Pfosten aus einem Gurt bestehenden statisch unbestimmten System zu ermitteln.

Der Rechnungsgang soll am Beispiel des durchlaufenden Rahmenbalkens (Bild 4a) erläutert werden.

Der vollwandige Ersatzbalken liefert bei Vollbelastung die in Bild 4b dargestellte Momentenlinie. Das statisch bestimmte Grundsystem ist der Träger auf zwei Stützen mit der Spannweite $2\,l_1 + l_2$, bei dem sämtliche

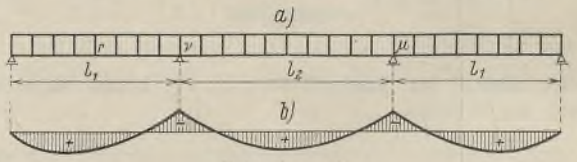


Bild 4a u. b.

Pfosten zerschnitten sind. Die obere Trägerhälfte ruht nur in den Gelenken der Endpfosten auf, von denen das eine fest, das andere beweglich ist. Die in den Schnittflächen wirkenden Kräfte (X, Y, Z) sind U_II. Die Bestimmungsgleichungen sind die gleichen wie beim einfachen Rahmenbalken, nur sind zur Berechnung der Belastungsglieder statt der $\mathfrak{M}$ die Momente M^I des durchlaufenden Trägers zu verwenden. Da diese Gleichungen sich über den ganzen Träger mit der Stützweite $2\,l_1 + l_2$ erstrecken, ist die Zahl der Unbekannten groß. Um die Rechnung zu vereinfachen, wird eine Aufspaltung der Gleichungen über oder in der Nähe der Mittelstützen vorgenommen, so daß das Gleichungssystem in drei Teile zerfällt. Dieses Aufspalten erfolgt dadurch, daß $Y_\nu = Z_\nu = Y_\mu = Z_\mu = 0$ gesetzt wird. Dabei bedeuten ν und μ die Fußzeiger der Knoten über den Mittelstützen. Die zugehörigen Lösungen werden mit Y_r^o, Z_r^o bezeichnet. Ebenso werden zu den Belastungszuständen $Y_\nu = 1$, $Z_\nu = 1$, $Y_\mu = 1$, $Z_\mu = 1$ die zugehörigen Lösungen $Y_r^{Y_\nu}$, $Z_r^{Y_\nu}$, $Y_r^{Z_\nu}$ . . . $Z_r^{Z_\mu}$ ermittelt. Diese Belastungen können auch gruppiert werden, beispielsweise bei Symmetrie zu Summen und Differenzen. Nach dem Übereinanderlagerungsgesetz ergeben sich für die endgültigen Werte der Unbekannten folgende Ausdrücke:

$$\left\{\begin{aligned} Y_r &= Y_r^o + Y_\nu Y_r^{Y_\nu} + Z_\nu Y_r^{Z_\nu} + Y_\mu Y_r^{Y_\mu} + Z_\mu Y_r^{Z_\mu} \\ Z_r &= Z_r^o + Y_\nu Z_r^{Y_\nu} + Z_\nu Z_r^{Z_\nu} + Y_\mu Z_r^{Y_\mu} + Z_\mu Z_r^{Z_\mu}. \end{aligned}\right. \tag{57}$$

Diese Werte in die ν-ten und μ-ten Gleichungen der Systeme (15) und (16) für $r = \nu - 1$, $\nu + 1$ bzw. $\mu - 1$, $\mu + 1$ eingesetzt, erhalten wir vier Bestimmungsgleichungen der Y_ν, Z_ν, Y_μ, Z_μ.

Auf kürzerem Wege kann man zu dem angenähert gleichen Ergebnis kommen, wenn man die ν-ten und μ-ten Gleichungen zu beiden Nachbarsystemen hinzufügt und in dem einen System die Randwerte, beispielsweise im linken System $Y_{\nu+1}$, $Z_{\nu+1}$ schätzt. Im rechten System werden $Y_{\nu-1}$ und $Z_{\nu-1}$ mit den Werten eingeführt, wie sie die Berechnung des anderen Systems geliefert hat. Stimmen die Unbekannten mit den Fuß-

zeigern ν und $\nu+1$ dieser Rechnung nicht mit den gleich bezeichneten des anderen Systems überein, so liefert ein zweiter Rechnungsgang in der Regel bereits genügend genaue Angleichung.

Die Schätzung des $Y_{\nu+1}$ kann nach dem Verlauf der M^I-Linie erfolgen; bei nicht zu schwachen Pfosten läßt sich das Verhältnis $\frac{Y_{\nu+1}}{Y_\nu}$ aus den Näherungswerten gemäß Gl.(21) bestimmen. Für $Z_{\nu+1}$ wird eine Schätzung $Z_{\nu+1}=\frac{(1-\alpha)\,h}{2\,(1+\alpha)}\,Y_{\nu+1}$ nicht weit daneben greifen.

In der Regel wird bei solchen Tragwerken $\alpha=1$ sein, so daß nur die Y zu berechnen sind. Für diese kann beim Paralleiträger eine geschlossene Lösung angegeben werden, wenn alle Pfosten gleiches Trägheitsmoment haben.

Ist der durchlaufende Rahmenbalken Versteifungsträger einer Hängebrücke, so erscheint in der Berechnung der Unbekannten U_1 das Verhältnis von Trägheitsmoment des Streckträgers zum Querschnitt des Hängegurtes. Hier wäre es nicht richtig, das Trägheitsmoment des Streckträgers mit $F\cdot\frac{h^2}{2}$ einzuführen, denn die Nachgiebigkeit des Rahmenträgers ist größer als die des vollwandigen Ersatzbalkens mit diesem Trägheitsmomente; sie entspricht einem Vollwandträger, dessen Trägheitsmoment im Verhältnis der Durchbiegungen des Ersatzbalkens und des Rahmenbalkens

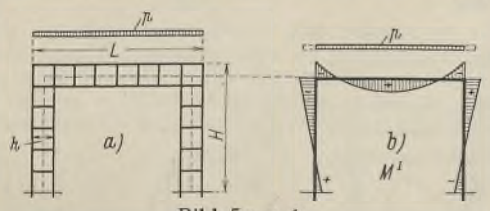


Bild 5a u. b.

verringert ist. Bei der Bestimmung dieses Verhältnisses können die Durchbiegungen bei Vollbelastung verwendet werden.

Auf ähnliche Weise, wie beim durchlaufenden Balken gezeigt wurde, läßt sich auch für den eingespannten Rahmen von Bild 5a eine Näherungsrechnung entwickeln. Eine strenge Rechnung müßte darauf Rücksicht nehmen, daß der Aufbau der Gleichungen in den Rahmenecken gestört ist. Für die Näherungsrechnung genügt es, den Rahmen in zwei Stockwerkrahmen der Höhe H und einen Rahmenbalken der Länge L zu zerlegen, die sich in den Rahmenecken um ein Feld bzw. ein Stockwerk übergreifen. Diesen Einzelträgern werden die Momente M^I des vollwandigen

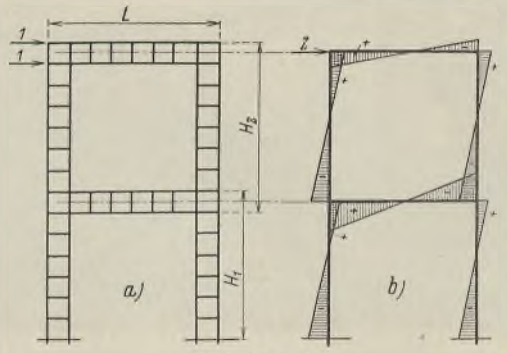


Bild 6a u. b.

Ersatzrahmens zugewiesen (Bild 5b). Der Stetigkeit im Rahmeneck wird wenn auch nur angenähert, durch das Übergreifen der Einzelträger Rechnung getragen.

Die Einführung des vollwandigen Ersatzrahmens mit dem Trägheitsmoment $F\cdot\frac{h^2}{2}$ ist nur zulässig, wenn Stiele und Riegel in gleicher Weise ausgebildet sind, d. h. wenn das Schlankheitsverhältnis der Riegel und Stiele im Stockwerkrahmen bzw. Pfosten und Gurte im Rahmenbalken ungefähr übereinstimmt. Trifft das nicht zu, so ist bei der Berechnung des Ersatzrahmens statt des Verhältnisses der Trägheitsmomente von Riegel und Stiel das Verhältnis der bezüglichen Durchbiegungen bei Vollbelastung einzuführen.

In ähnlicher Weise läßt sich auch die Näherungsrechnung für das in Bild 6a dargestellte System aufbauen, das auf andere Weise mit erträglichem Arbeitsaufwand kaum mehr berechnet werden kann. Die Momente des Ersatzrahmens sind in Bild 6b eingetragen. Die Zerlegung erfolgt in zwei Stockwerkrahmen der Höhe H_1, zwei lotrechten Rahmenbalken der Länge H_2 und zwei waagerechten Rahmenbalken der Länge L.

Alle Rechte vorbehalten.

Stahlbau und Schweißtechnik.

Von Ing. **Richard Schneider**, Hindenburg (O.-Schl.).

Der Stahlbau hat in den letzten Jahren nicht nur durch die Verwendung von hochwertigen Baustoffen (St 52) an Geltung zugenommen, sondern auch insbesondere durch die Anwendung der Schweißtechnik. Sie hat im Hochbau sowie im Behälterbau ihre Vorteile gezeigt und findet im Brückenbau immer mehr Eingang.

Im nachstehenden sollen die vielseitigen Anwendungsmöglichkeiten der Schweißung an einigen Beispielen näher erläutert werden.

Bild 1 zeigt einen schiefen Überbau. Der geringen Bauhöhe wegen sind die Hauptträger in Rahmenkonstruktion ausgeführt worden. Zur Verwendung kamen sieben Rahmen, die mit einem gegenseitigen Abstand von 1,5 m verlegt wurden. Die Stützweite der Rahmen ist 13,5 m. Zur Aufnahme der auftretenden Wind- und Fliehkräfte (Brücke liegt in einer Kurve) sind in der Querrichtung ebenfalls geschweißte Portale vorgesehen. Sämtliche Rahmen sind in der Werkstatt vollkommen fertig geschweißt worden. Bei der Konstruktion ist besonders hervorzuheben, daß die Gurtplatten ohne Stoß auf die ganze Länge durchgeführt worden sind. Die Stehblechstöße sind nur im Rahmenriegel in Nähe des Momentennullpunktes bei Maximalbelastung angeordnet und als flache X-Naht ohne jede Stoßlasche ausgeführt. Durch den Wegfall der Stoßlaschen wird eine Umleitung des Kräfteverlaufes vermieden und auch das Aussehen des Bauwerks gehoben. Für den Transport der Rahmen mußten, um das Ladeprofil zu wahren, besondere Vorkehrungen getroffen werden. Im vorliegenden Falle sind die Rahmen zwischen zwei Waggons geschaltet worden, welche einem normalen Güterzug angehängt wurden (s. Bild 2). Die Tragkonstruktion ruht auf stählernen Drehgestellen der Schemelwagen. Der Abstand von U.K. Konstruktion bis O.K. Schiene betrug nur 200 mm. Die so durchgeführten Beförderungen gingen reibungslos vonstatten. Mit der Montage

Bild 1.
Schiefer Überbau von 13,5 m Stützweite.

Bild 2. Beförderung der geschweißten Rahmen für den in Bild 1 gezeigten Überbau.

Bild 3. Beförderung eines geschweißten eingleisigen Überbaues von 11 m Stützweite.

dieses Bauwerks wurde im Februar 1935 begonnen und diese auch ohne Unterbrechung durchgeführt. Die Witterungsverhältnisse hatten auf die Fertigstellung trotz erheblicher Baustellenschweißung keinen Einfluß.

Ausgegangen von dem Gesichtspunkt, Baustellenarbeiten, insbesondere aber die nicht gewünschten Überkopfschweißungen, zu vermeiden, ist man bestrebt, die Bauteile in der Werkstatt in möglichst großen Einheiten auszuführen. Dies hat vor allen Dingen den Vorteil, daß die Arbeiten wesentlich besser überwacht werden können. Der in Bild 3 gezeigte Überbau wurde im ganzen in der Werkstatt zusammengeschweißt. Durch das Einschweißen der Buckelplatten erreicht man eine gute Dichtigkeit der Fahrbahntafel und verhindert somit das Eindringen von Feuchtigkeit zu der unteren Tragkonstruktion. Das Verschweißen wurde nach Bild 4 vorgenommen. Die Stützweite der Brücke beträgt 11 m, die Hauptträgerentfernung 3,2 m. Das Gewicht dieses Bauwerks ist etwa 18 t. Auch für den Transport dieses Überbaues waren besondere Vorkehrungen, wie aus dem Bilde zu ersehen ist, erforderlich. Ebenfalls einen ganz geschweißten schiefen Überbau stellt Bild 5 dar. Besonderes bietet der Anschluß des Endquerträgers, der mit dem Hauptträger einen Winkel von etwa 42° bildet.

Die Anschlüsse solcher schrägen Träger sind bei der Nietkonstruktion insofern schwierig, als die Nietlöcher hierbei sehr weit abgerückt werden müssen, um ein einwandfreies Vernieten zu ermöglichen. Da nach den Vorschriften Schweißnähte bei einem kleineren Winkel als 70° zur Kraftübertragung nicht mehr herangezogen werden dürfen, ist der Anschluß nach Bild 6 u. 7 ausgebildet worden. Das in Bild 7 dargestellte gehobelte Keilstück liegt mit der äußeren Seite senkrecht zur Winkelhalbierenden. Die Befestigung erfolgte zuerst durch die Naht *A* am Endquerträger, sodann wurden die übrigen Nähte geschweißt. Der Anschluß der Längsträger an den schrägen Endquerträger erfolgte gleichfalls nach Bild 7.

Ein weiteres Beispiel einer ausgeführten Schweißkonstruktion ist in Bild 8 gezeigt. Dieses stellt den Querschnitt von Dammbalken dar, welche im Jahre 1931 für das Staubecken Ottmachau bestimmt waren. Verwendet werden die Balken bei Stauung und Umleitung von Wasser bei Damm-, Kanal-, Wehr- und Schleusenbauten. Damit eine gute Abdichtung gewährleistet ist, erhält jeder Balken (im Gebrauchsfalle werden mehrere Balken übereinandergelegt, je nach Höhe der Wasserstauung) eine sogenannte Holzgarnitur, welche mit versenkten Schrauben befestigt ist. Der Holzbalken *a* wird durch den Wasserdruck an das Mauerwerk gepreßt, während durch die Längshölzer *b* die Abdichtung der Balken untereinander gesichert ist. Die Länge jedes Balkens ist 7,8 m. Die Vorteile der geschweißten Ausführung gegenüber jeder anderen treten klar hervor; erwähnt seien nur die Gewichtsersparnis, der Fortfall der wasserdichten Nietung, das bequeme Aufbringen der Holzgarnitur und der leicht vorzunehmende Ein- und Ausbau.

Verwerfungen beim Schweißen dieses Profils wurden durch entsprechende Vorrichtungen in der Werkstatt vermieden und traten auch nachher nicht in Erscheinung.

Wenn bisher nur geschweißte Bauwerke behandelt wurden, so soll dies nicht so ausgelegt werden, daß heute im Stahlbau alles geschweißt werden soll. Man muß vielmehr von Fall zu Fall prüfen, ob nicht einer Verbindung von geschweißter und genieteter Konstruktion der Vorzug zu geben ist. Dies kann bedingt sein durch örtliche Verhältnisse auf der Baustelle infolge Fehlens von Strom, dessen besondere Zuführung bei geringer Baustellenschweißung sich nicht lohnen würde.

Im Anschluß hieran sei an die Straßenbrücke über die Oder bei Poppelau erinnert. Die Länge der Stahlkonstruktion, welche sich über drei Öffnungen erstreckt, ist 170 m. Zur Verwendung kamen als Hauptträger Blechträger in genieteter Ausführung. Als Baustoff wurde für die Hauptträger St 52, für die übrige Konstruktion St 37.12 gewählt. Bei den Hauptträgern mit einer Stehblechhöhe von 2,5 bis 4,8 m mußte in der Mitte eine Längsnaht angeordnet werden; da bei diesem Bauwerk von außen keine Stehblechaussteifungen sichtbar sind, ist auch die für die Deckung der genannten Längsnaht erforderliche äußere Lasche in Fortfall gekommen. Die innere Lasche allein mit der einschnittigen Vornietung war zur Aufnahme der Schubkräfte nicht ausreichend. Es ist deshalb von außen eine Naht in 14 mm Stärke vorgesehen worden (s. Bild 9). Diese Stoßausbildung bei der Längsnaht, die sich fast auf die gesamte Brückenlänge (170 m) erstreckt, hat sich als äußerst wirtschaftlich erwiesen.

Die im Hochbau zur Verwendung kommenden Rahmenkonstruktionen, sei es bei Bahnsteighallen, Dachbindern, bei Stahlskelettbauten usw.,

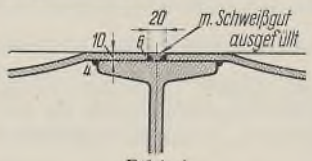


Bild 4.

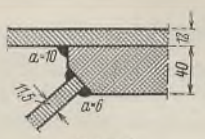


Bild 6.

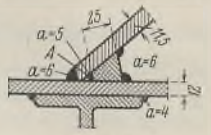
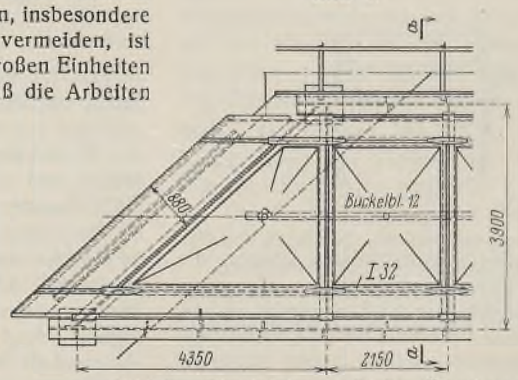


Bild 7.



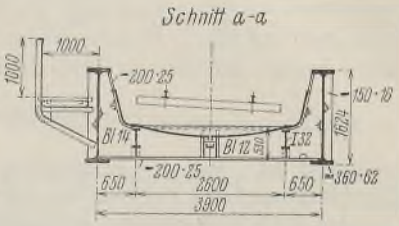


Bild 5. Eingleisiger schiefer Überbau in geschweißter Ausführung.

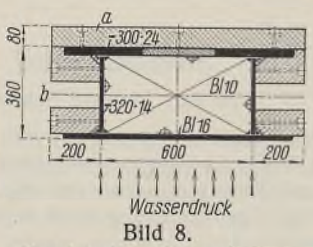


Bild 8.
Geschweißter Dammbalken für das Staubecken Ottmachau.

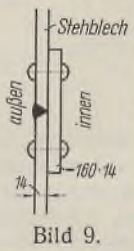


Bild 9.

lassen sich in Schweißkonstruktion besonders gut ausbilden. Man erreicht hier nicht nur eine bemerkenswerte Gewichtsersparnis und eine Verbilligung der Werkstattarbeiten gegenüber der genieteten Konstruktion, sondern erhält durch die einfache Gestaltung schönere Formen, die in ästhetischer Hinsicht voll befriedigen und in der erzielten Schlankheit von anderen Bauweisen nicht erreicht werden können.

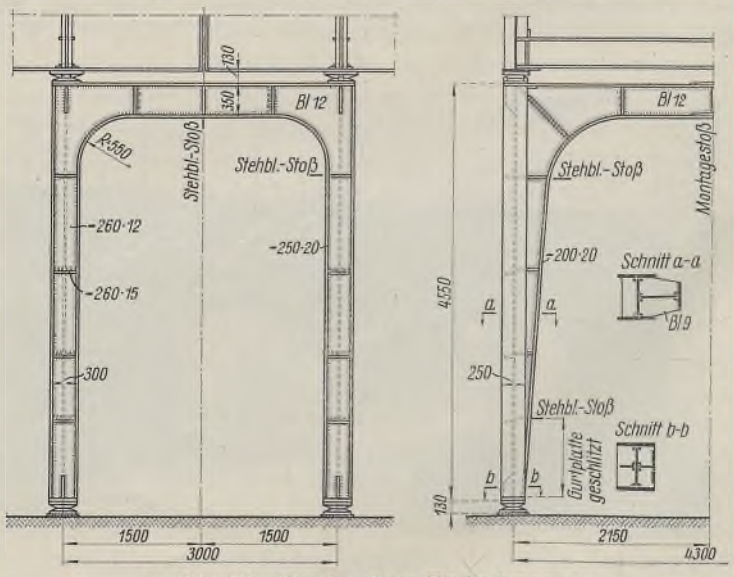


Bild 10. Geschweißter Tischrahmen.

Bild 10 zeigt einen Tischrahmen in vollständig geschweißter Ausführung.

Wie das Bild zeigt, lassen sich Rahmen dieser Art in Schweißkonstruktion gut ausbilden. Die Ausführung dieses Rahmens könnte bei Wahrung der äußeren Form in genieteter Konstruktion nicht durchgeführt werden. Wenn man bedenkt, wieviel Winkel erforderlich wären, um die Gurtlamellen aufzunehmen, so sieht man allein schon dadurch die Vorteile der Schweißkonstruktion ein. Außerdem wäre eine Vernietung am Rahmenfuß nicht mehr möglich. Die stark ausgerundeten Rahmenecken ergeben eine gute Umleitung der Gurtkräfte. Müssen aber die Ausrundungen aus baulichen Gründen sehr klein gehalten werden, wie dies bei dem im Bild 11 gezeigten Rahmen eines Stahlskelettbaues der Fall war, so treten an der Stelle große radial gerichtete Ablenkungskräfte auf, die die Gurtung zu verformen suchen. Hier kann man durch Einschweißen von Eckaussteifungen sehr leicht eine Aufnahme dieser Kräfte erreichen.

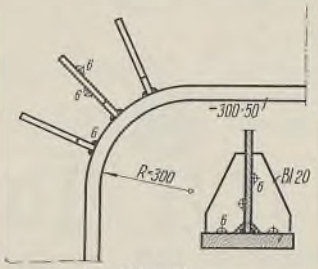


Bild 11.

Vorstehend wurde die Anwendungsmöglichkeit der Schweißtechnik nur bei Neubauten behandelt. Aber auch bei vorhandenen Bauwerken, z. B. Stahlbrücken, welche dem in letzter Zeit zunehmenden Verkehr nicht mehr gewachsen sind und verstärkt werden müssen, ist mit Hilfe der Schweißtechnik diese Aufgabe verhältnismäßig einfach und gegenüber jeder anderen Ausführung am billigsten zu lösen. Bei genieteter Konstruktion müßten die Verbindungsniete an der zu verstärkenden Stelle entfernt und nach Anbringen der Verstärkungskonstruktion neu geschlagen werden. Hier läßt sich mit Hilfe der Schweißung zum größten Teil ohne jede Zerstörung der vorhandenen Verbindungen das Verstärkungsmaterial anbringen. Dies ist ein ganz erheblicher Vorteil, wenn man bedenkt, daß nicht immer die Mittel für die Erstellung eines neuen Bauwerks vorhanden sind.

Solche und ähnliche praktisch ausgeführte Arbeiten, sowie auch Neubauten ließen sich noch weiter schildern. Aus diesen kurzen Ausführungen ist aber doch zu ersehen, daß sich die Schweißtechnik im Stahlbau tatsächlich ihren Platz erobert hat.

Ergänzend sei noch erwähnt, daß die in Wort und Bild behandelten Bauwerke von der Vereinigten Oberschlesischen Hüttenwerke A.-G., Werk Donnersmarckhütte, Hindenburg (O.-Schl.) ausgeführt worden sind.

Verschiedenes.

Sheddach als Raumfachwerk[1]). Die Sheddächer sind bezüglich der Beleuchtung der Fabrikräume sehr vorteilhaft; demgegenüber muß man aber auch die Nachteile der Konstruktion in Kauf nehmen, die hauptsächlich in der verhältnismäßig großen Anzahl der inneren Stützen und in der störenden Wirkung der Fachwerkstäbe bestehen.

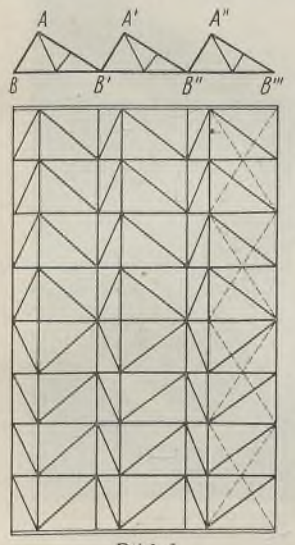


Bild 1.

Gelegentlich der ersten internationalen Tagung für Eisenbau in Lüttich 1930 haben die Ingenieure Dumont und Perpete[2]) eine Konstruktion in Vorschlag gebracht, bei welcher die in dem überdeckten Raum stehenden Stützen in Fortfall kommen (Bild 1) und die Tragkonstruktionen (Fachwerke) in den schiefen Ebenen der Sheddächer in AB, AB', $A'B'$, $A'B''$ usw. angeordnet werden.

Wenn Fachwerkträger als Tragkonstruktionen verwendet werden, so muß man damit rechnen, daß die störende Wirkung der Konstruktionsteile auch durch die Streben der schiefstehenden Fachwerkträger vergrößert wird, außerdem muß man im allgemeinen zur Aufnahme der Windbelastung wenigstens in einem Felde, z. B. in $B''B'''$, ein horizontal liegendes Fachwerk anordnen, wodurch die Beleuchtung noch stärker gestört wird. Dies sind die Gründe dafür, daß die vorgeschlagene Konstruktion vorläufig nicht zur Ausführung gelangte.

Die Textilfabrik Gebrüder Kammer in Budapest hat am Ende des verflossenen Jahres ihre Anlagen erweitern lassen und wollte einen Neubau mit stützenloser Shedkonstruktion mit einer Lichtweite von 22 m erbauen; gleichzeitig war aber die Hauptbedingung aufgestellt, die störende Wirkung der stählernen Stäbe möglichst einzuschränken.

Um diesen Anforderungen zu entsprechen, wurde ein Raumfachwerksystem empfohlen (Bild 2), bei dem die Hauptträger ebenfalls in der schiefstehenden Dachebene liegen, jedoch mit dem Unterschiede, daß sämtliche Fachwerkstäbe des Shedträgers fortgelassen wurden. Da das Bauwerk in einem fast von allen Seiten umschlossenen Hofe steht, konnte die horizontalliegende Windverstrebung ebenfalls fortgelassen werden. Die Hauptträger überspannen eine Lichtweite von 22 m, wobei die Nachbarträger gemeinsame Ober- bzw. Untergurte haben; die Pfosten sind unten durch die horizontal

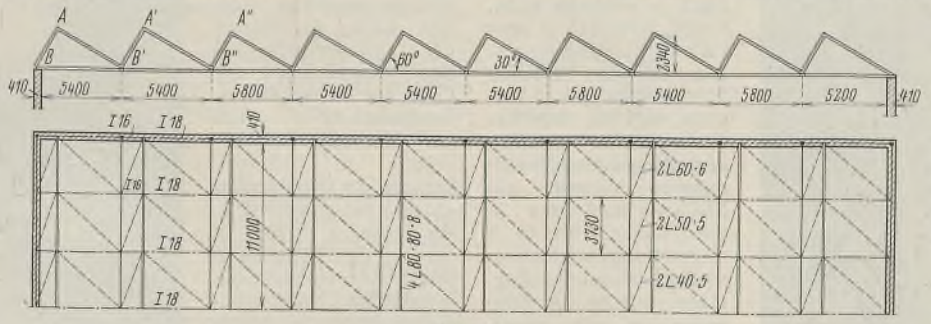


Bild 2.

Bild 3.

liegenden Zugstäbe BB', $B'B''$ usw. miteinander verbunden. Die schiefen Fachwerkträger und die Zugbänder können zusammen als ein räumliches System aufgefaßt werden, das aus je drei ebenen Trägern zusammengesetzt ist.

Die Beleuchtung des Fabrikraumes wird bei dieser Anordnung nur noch in geringem Maße durch die Streben der Fachwerkträger und durch die Zugstäbe BB' usw. gestört

[1]) Vgl. Maier-Leibnitz, „Der Industriebau", S. 231 ff. Verlag Julius Springer, 1932. Die Schriftleitung.

[2]) Bericht des ersten internationalen Kongresses für Eisenbau; Lüttich 1930, Heft VII e.

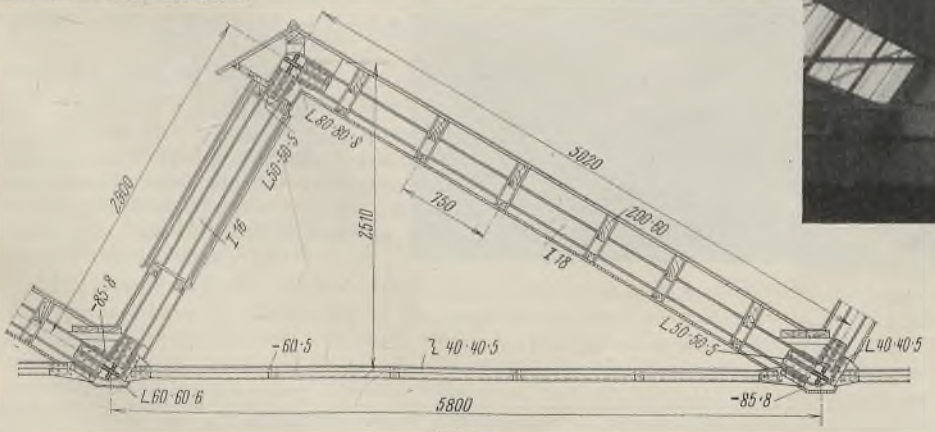


Bild 4.

(Bild 3). Zwecks Ausschaltung dieser beiden störenden Einzelheiten wurde erwogen, statt der schiefliegenden Fachwerkträger Rahmenträger, System Vierendeel, anzuordnen, deren Anschlüsse biegungssteif ausgebildet werden; das Stahlgewicht und dementsprechend auch die Kosten waren jedoch zu hoch.

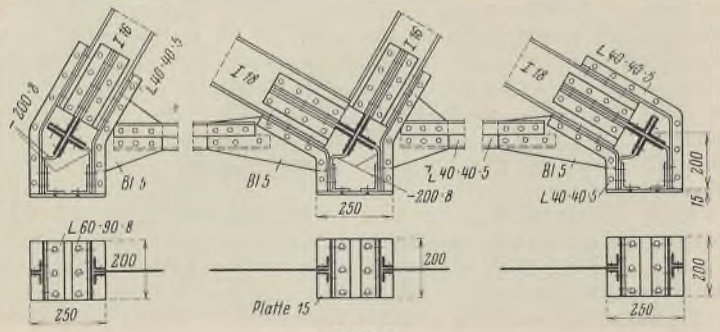


Bild 5.

Um die Gurtungen gleichartig ausbilden zu können, mußte in Kauf genommen werden, daß die Höhe der Sheddächer infolge der veränderlichen Lichtweite verschieden wurde und die höchsten Punkte der einzelnen Dächer nicht in einer Horizontalen liegen; der Unterschied ist aber derart gering, daß er nicht auffällt.

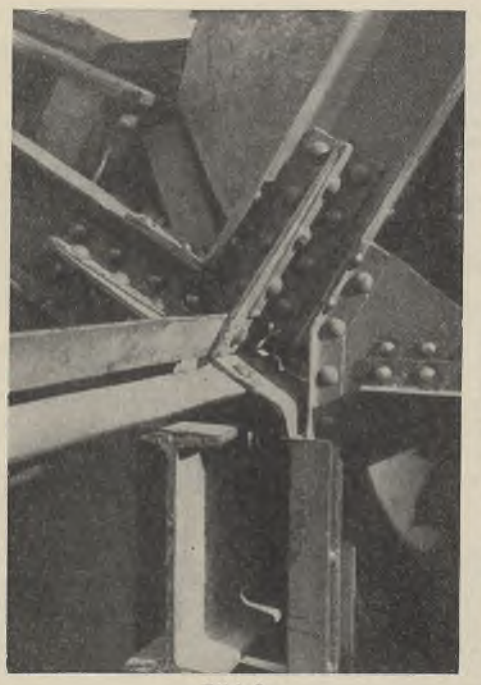


Bild 8.

Die Gurtungen bestehen aus vier, in der Nähe der Auflager aus zwei Winkelprofilen, deren Schenkel in den Fachwerkebenen liegen. Die Pfosten bestehen ausnahmslos aus I-Trägern, weil sie nicht nur Normalkräfte, sondern auch Biegemomente aufnehmen müssen; die Streben sind aus je zwei Winkeln 40 · 40 · 5 zusammengesetzt, ebenso die horizontalen Zugstäbe, welche die Knotenpunkte der gegenüberliegenden Fachwerkträger miteinander verbinden. Es ist hervorzuheben, daß die Fachwerkträger infolge der gemeinsamen Gurtungen gewissermaßen miteinander steif verbunden wurden; diese Wirkung wird durch die innen und außen aufgenieteten Flachstäbe 85 · 8 noch vergrößert (Bild 4).

Eine gewisse Schwierigkeit bereitete die Ausbildung der Auflagerpunkte wegen der schiefen Stellung der Gurtungen. Die horizontal liegenden gußeisernen unteren Auflagerplatten wurden beibehalten; auf ihnen liegen die Binder vermittels Blechplatten 250 · 200 · 15 auf, die mit den Gurtungen durch gebogene Bleche 200 · 8 und mit den Pfosten durch gebogene Winkel 40 · 40 · 5 verbunden sind (Bild 5).

Die mittleren unteren Knotenpunkte der ersten und letzten Fachwerkträger, die nicht gestützt sind, wurden mit einem — 85 · 8 umgeben, um den Zugstäben eine bessere Anschlußmöglichkeit zu geben (Bild 6).

Die Auflagerung der Fachwerkträger auf die Stützen zeigt Bild 7. Diese Lösung war deshalb zweckentsprechend, weil die Stützen als Pendelstützen wirken und eine horizontale Verschiebung der Stützenköpfe ermöglichen. Der 290 mm hohe freie Raum unterhalb der Gurtungen ist zur Auflagerung des die Dachkonstruktion des Nachbarraumes aufnehmenden Trägers bestimmt (Bild 8).

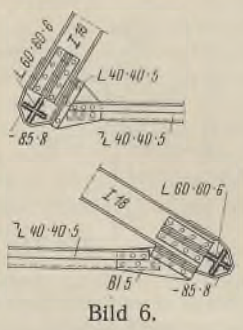


Bild 6.

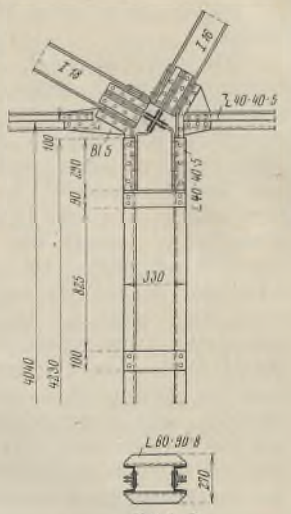


Bild 7.

Bilder 9 u. 10 zeigen die montierten Fachwerkträger.

Bild 9.

Die statische Berechnung wäre sehr verwickelt gewesen, wenn die genaue Kräfteverteilung bestimmt worden wäre, da infolge der aufeinanderfolgenden Sheddächer der Grad der statischen Unbestimmtheit sehr groß ist. Um diese Schwierigkeit zu beheben, wurden die Sheddächer einzeln behandelt, d. h. die äußeren Kräfte in ihre in den Richtungen der Fachwerksebenen wirkenden Komponenten aufgelöst und die Stabkräfte festgestellt, wobei die Gurtkräfte der Nachbarfachwerke immer zu addieren waren. Die Kräfte der Zugbänder sind als die horizontalen Komponenten der Pfosten bestimmt. Diese Berechnungsweise ist sehr einfach und klar, entspricht aber nicht vollkommen den richtigen Verhältnissen und führt zu größeren Stabkräften.

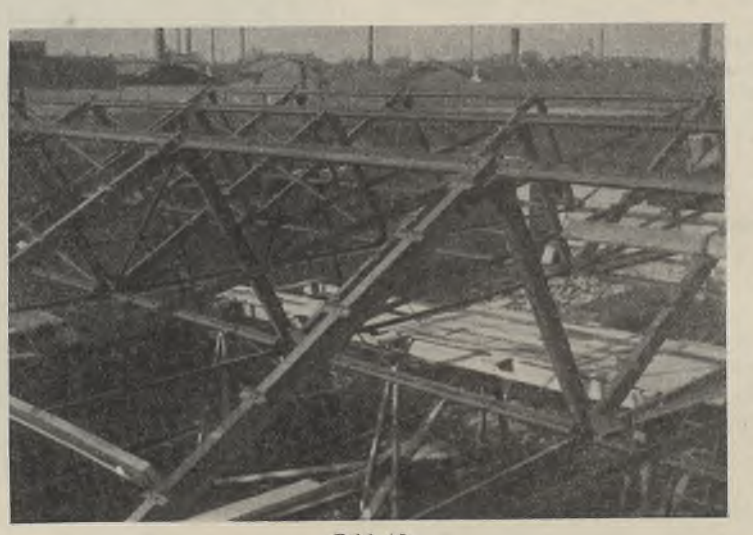


Bild 10.

Das Stahlgewicht betrug 30 kg/m² einschließlich der Auflagerplatten, aber ohne Stützen. Wenn berücksichtigt wird, daß die Pfetten ebenfalls inbegriffen sind, weil die Pfosten der Fachwerkträger als solche dienen, so erscheint der Stahlverbrauch nicht zu groß.

Die architektonische Gestaltung des Bauwerks lag in den Händen der Architekten Fenyves und Fried, während die Herstellung und Montierung der Stahlkonstruktionen, ebenso der Shedfenster, von der Spezialfabrik für Glas- und Eisenkonstruktionen AG. Haas & Somogyi geleistet wurden.

Dr.-Ing. Enyedi Béla.

INHALT: Zur Berechnung von strebenlosen gegliederten Tragwerken. (Schluß.) — Stahlbau und Schweißtechnik. — Verschiedenes: Sheddach als Raumfachwerk.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg. — Verlag Wilh. Ernst & Sohn, Berlin W 9. — Druck: Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Schriftleitung:
Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernsprecher: C 1 Steinplatz 0011
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernsprecher: Breslau 421 61

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

8. Jahrgang | BERLIN, 22. November 1935 | Heft 24

Alle Rechte vorbehalten.

Ein Aufstellmast für schwere Lasten und weite Ausladung.

Von Dipl.-Ing. **Otto Stein**, Beuthen O. S.

Der Stahlbau bedarf zum Aufstellen seiner Bauwerke auf dem Bauplatz besonderer Hilfseinrichtungen, weil seine Erzeugnisse nicht wie sonst im Bauwesen zumeist aus kleinen Körpern an Ort und Stelle zusammengebaut, sondern aus großen und schweren Stücken hergestellt werden, die in der Werkshalle fertiggemacht, dann im ganzen zur Baustelle geschafft und dort in ihre endgültige Lage gebracht werden. Infolge der Schwere der zu bewegenden Stücke und der zum Bewegen notwendigen Hilfsmittel erscheint diese Tätigkeit im Gegensatze zum sonstigen Baugewerbe nicht mehr als handwerksmäßige Arbeit, sondern gewinnt mehr die Merkmale eines maschinellen Industriebetriebes. Sie ist die Fortsetzung der vorhergehenden, in der Werkshalle ausgeführten, ebenfalls maschinellen Arbeitsleistung zur Anfertigung der zu versendenden Stücke aus den Erzeugnissen des Walzwerks und den Verbindungsmitteln: Schrauben, Nieten und neuerdings Verschweißungen.

Da die Zusammenbauarbeit in der gut eingerichteten Werkshalle wesentlich billiger ist als die schwierigere auf der Baustelle, ist es notwendig, die Bauplatzarbeit soweit wie möglich zugunsten der im Werke einzuschränken, was gleichbedeutend ist mit dem Ziele, die Versandstücke so groß wie möglich zu machen, so groß, wie es die vorgesehene Versandweise zuläßt. Die zunehmende Verbesserung der Versandmittel, die wachsende Motorenstärke, die gesteigerte Größe und Tragfähigkeit der Wagen, auch der Eisenbahnwagen und Sonderbeförderungen aller Art, ermöglichen den Versand immer größerer und schwererer Stücke. Die Arbeitskosten werden billiger; es ergibt sich aber auch die notwendige Folge, daß die Hilfsmittel der Baustelle, insbesondere die Hebeeinrichtungen, für immer schwerere und größere Laststücke brauchbar sein müssen. Die Stahlbauunternehmungen haben daher ihr Augenmerk auch auf die Ergänzung und Erweiterung ihres Aufstellgerätebestandes zu richten. Durch gut gewählte und vielseitig brauchbare Geräte für schwere Lasten wird dann nicht nur an Kosten für die Aufstellarbeit in wirtschaftlich bedeutendem Maße gespart, sondern vor allem auch an Zeit. Eine neuzeitliche Stahlbauaufstellung geht schnell vonstatten, wesentlich schneller als bei den anderen vergleichbaren Bauweisen. Schwere Stücke sind zumeist auch räumlich ziemlich ausgedehnt. Sie sind sperrig und ihre Bewegung erfordert große freie Räume. Die Hebezeuge müssen deshalb auch eine weite Auskragung ermöglichen. Großen Einfluß auf die Gestaltung der Hebezeuge hat ferner die Hubhöhe, die zu überwinden ist. Gerade bei dem Aufstellen hochliegender Bauten kann die Leistungsfähigkeit der Hebezeuge sehr zur Geltung kommen; denn würde man solche Teile aus kleineren Stücken zusammenbauen wollen, so wären hohe und teure Baugerüste nicht zu umgehen. Ein kräftiges Hebezeug kann dagegen große Stücke ohne Rüstung heben und an ihre Stelle setzen, wobei in kürzester Zeit eine Leistung erzielt wird, die sonst lange Zeit für Gerüstbau und unbequeme Zusammensetzarbeit erfordern würde.

Bei der Beschaffung neuer Aufstellgeräte genügt es nicht, daß nur mit den gerade vorliegenden Aufstellaufgaben gerechnet wird, sondern die Stahlbauunternehmungen müssen bei dem Entwurfe eines neuen Gerätes auch darauf bedacht sein, daß es in möglichst vielseitiger Weise verwendbar ist und daß auch den später zu erwartenden Anforderungen genügt werden kann.

Die Vereinigten Oberschlesischen Hüttenwerke, Werk Donnersmarckhütte in Hindenburg O. S., hatten vor einiger Zeit mehrere sehr hoch über dem Erdboden liegende Bauwerke, die teilweise aus sehr schweren Stücken bestanden, zu erstellen, und es mußte hierfür ein neues Aufstellgerät beschafft werden. Für diese Bauten und dann mit Rücksicht auf bevorstehende größere Brückenbauten entschloß man sich zur Herstellung eines drehbaren, mit Seilen abgespannten Aufstellmastes mit Ausleger, der bis 40 t schwere und sperrige Stücke auf große Höhen und mit weiter Ausladung bewegen konnte, der aus leichteren Einzelstücken zusammengesetzt, leicht aufzustellen und abzubauen war und dessen Bestandteile auch in verschiedener anderer Weise zu Stützgerüsten, Tragpfeilern, Portalkranen usw. verwendet werden können. Den Entwurf aller Einzelheiten, die Festigkeits-, Tragfähigkeits- und Standsicherheitsberechnungen und die Werkstattzeichnungen verfertigte das Konstruktionsbüro, das übrige, mit Ausnahme der Drahtseile, lieferte die Stahlbauwerkstätte der Donnersmarckhütte. Der Mast, der sich inzwischen auf mehreren Verwendungsstellen gut bewährt hat, soll im Nachstehenden in Wort und Bild dargestellt werden.

Die allgemeine Anordnung des Gerätes ist in Bild 1 dargestellt. Die beiden Hauptbestandteile sind der 50 m hohe Standbaum und der 40 m lange Ausleger. Hierzu gehört noch eine Anzahl, und zwar bis zu acht strahlenförmig verteilter Abspanndrahtseile, die den Standbaum am oberen

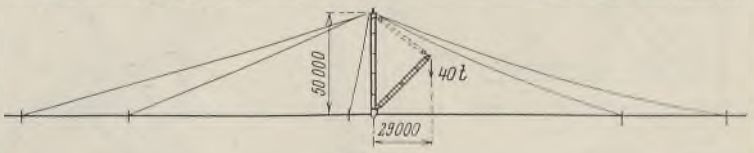


Bild 1.

Ende mittels eines den Drehzapfen umfassenden Ringes halten und in mehr oder weniger flacher Neigung zur Erde herab zu ihren unteren Befestigungsstellen gehen. Der Standbaum ist auch an seinem unteren Ende über einem Kugelzapfen drehbar gelagert und kann bei flacher Neigung der Seile samt Ausleger ungehindert um seine lotrechte Achse ringsherum gedreht werden. Der Ausleger ist mit einem ziemlich tief liegenden Scharniergelenk am Standbaum befestigt und damit gegen den Standbaum um eine waagerechte Achse drehbar. Das obere Auslegerende hängt nach Derrickart an einem mit der Spitze des Standbaumes verbindenden Flaschenzug. Dort an der Spitze läuft das Zugseil über zwei Rollen und dann innerhalb des Standbaumes nach unten und weiter über eine Ablenkrolle zu einer Winde. An der Spitze des Auslegers, und zwar an derselben Rollenachse hängt auch der die Last tragende Flaschenzug. Sein Seil läuft längs der Auslegeroberseite und in dem unteren Teil des Standbaumes abwärts und gleichfalls zu einer Winde. Zur Aufnahme der erheblichen lotrechten Auflagerkraft des Standbaumes dient eine große rechteckige Lagerplatte, die aus einem Trägerrost und einem starken Grundblech besteht. Besondere Seile und Winden dienen dann noch zum Drehen des ganzen Mastes. Im folgenden seien die genannten Bestandteile ausführlicher behandelt und ihre Wirkungsweise, Gestaltung und Bemessung beschrieben.

Der Standbaum, der mit seinen 50 m Höhe einem mittleren Fabrikschornstein gleichkommt, hat eine Längsdruckkraft von etwa 120 t knicksicher auszuhalten. Außerdem erhält er auch Biegungsmomente, und zwar in der Mitte etwa 30 tm. Die elastische Formänderung durch die Biegungsmomente macht ihrerseits wieder die Längsdruckkraft außermittig, wodurch die genaue Berechnung der Standsicherheit schwierig wird. Es wurde angestrebt, durch die Wahl der Lage der Gelenke, der Rollen, der Flaschenzugbefestigungen und Drehzapfenanordnung die Biegungsmomente nach Möglichkeit einzuschränken; wegen der wechselnden Lasten und Auslegerstellungen konnten sie jedoch nicht für alle Gebrauchsfälle ausgeschaltet bleiben. Auch der Ausleger erhält Längsdruckkräfte, jedoch geringere als der Standbaum, dagegen erhält er im allgemeinen größere Biegungsmomente, und zwar besonders infolge seines eigenen Gewichts. Dieser letzteren Erscheinung kann dadurch entgegengewirkt werden, daß man die Auslegerlängskraft in tieferer Lage einleitet, was negative, nach

oben biegende Zusatzmomente ergibt. Durch die besondere Gestaltung der Auslegerenden kann das erreicht werden. Den genannten Hauptbeanspruchungen entsprechend erhielten beide Stäbe, Standbaum und Ausleger, übereinstimmend einen quadratischen Querschnitt von 1200 mm Seitenlänge.

Der Standbaum ist seiner Höhe nach in 10 m lange Schüsse geteilt. Die obersten 10 m sind wegen des größeren Kopfgewichtes nochmals in der Mitte geteilt, so daß dort ein 5 m langer Schuß und der eigentliche 5 m hohe Kopfteil vorhanden sind. Der Ausleger ist in vier je 10 m lange Schüsse eingeteilt. Die beiden mittleren stimmen mit den mittleren Standbaumschüssen, abgesehen von den fehlenden Leitersprossen, vollkommen überein. An den Verbindungsstellen der Schüsse, die beim Auf- und Abbau stets wieder verschraubt oder gelöst werden, sind außen an den vier Wandebenen Bleche angebracht (Bild 2), die zur Hälfte an einem Schuß festgenietet sind und mit der anderen Hälfte über die Stoßfuge vorstehen, damit dort der nächstfolgende Schuß angeschraubt werden kann. Zur weiteren Verbindung sind vier Stoßwinkel innerhalb der Eckwinkel vorhanden, die ebenfalls zur Hälfte an einem Schuß angenietet sind und zur Hälfte, ebensoweit wie die äußeren Bleche, überstehen, so daß die einzusteckenden Eckwinkel des nächstfolgenden Schusses mit je sieben zweischnittigen Schrauben angeschlossen werden können. Diese Verbindung ist für die aufzunehmenden Kräfte reichlich stark; sie ist jedoch wegen des häufigen Lösens so bemessen worden. Jeder 10 m-Schuß hat zwei Querverbände, einen am oberen Schußende unmittelbar an der Stoßfuge und einen zweiten ungefähr in der Mitte. Am Kreuzungspunkt ist ein Knotenblech, das in der Mitte einen kreisförmigen Ausschnitt hat, durch den beim Standbaum die Hebeseile hindurchgehen.

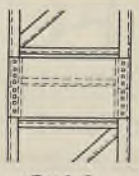


Bild 2.

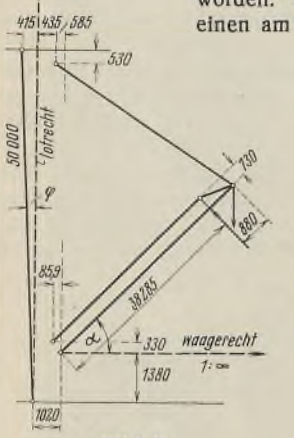


Bild 3.

Bild 3 zeigt schematisch die Lagenbeziehungen der Stabachsen, der Gelenke und der Seilrollen. Wie man sieht, ist die Standbaummittelachse etwas nach hinten geneigt, während die Standbaumdrehachse, nämlich die Verbindungslinie von Fuß- und Kopfgelenk, lotrecht steht. Die Abweichung beträgt am Kopfende 415 mm und ist erforderlich, damit sich die drei Kraftlinien, Rückhalteseil, Flaschenzug und Standbaummittellinie, stets annähernd in einem und demselben Punkte schneiden können, wodurch der Standbaumschaft von unnötigen Biegungsmomenten verschont bleibt. Bild 4 zeigt die Kräfterichtungen beim Standbaumkopf. Man sieht, wie sich die Richtung des Rückhalteseils bei verschiedener Seilneigung mit der Richtung der Flaschenzugkräfte bei verschiedener Auslegerstellung nahezu immer ziemlich nahe der verlängerten Standbaummittellinie treffen. Bild 5 zeigt Kräftepläne, die erkennen lassen, wie bei lotrechter oder waagerechter Belastung der Rollenachse des Auslegerkopfes mit der Lasteinheit die Kraftzerlegung bei verschiedener Auslegerstellung in den Ausleger und in den Flaschenzug hinein vor sich geht. Man erkennt, daß die Auslegerlängskraft nur wenig schwankt, daß dagegen die Flaschenzugkraft sehr verschieden wird. Durch Vervielfachen der dargestellten Lasteinheitswirkung mit der tatsächlichen lotrechten und waagerechten Seitenkraft einer Last erhält man die Längskräfte für Ausleger und Flaschenzug. Die Seilführung über die am Auslegerrücken und am Standbaumfuß befestigten Rollen ergibt noch besondere Einwirkungen auf den Ausleger, die in Bild 6, und zwar für eine Seillast = 1 t, dargestellt sind. Bild 7 zeigt Biegemomente und Axialkräfte im Ausleger bei einer mittleren Stellung, und zwar für ständige Last und für 40 t Nutzlast. Zu letzterer sind hierbei noch 2 t für das Gewicht der Flaschenzüge und des Lasthakens hinzugefügt.

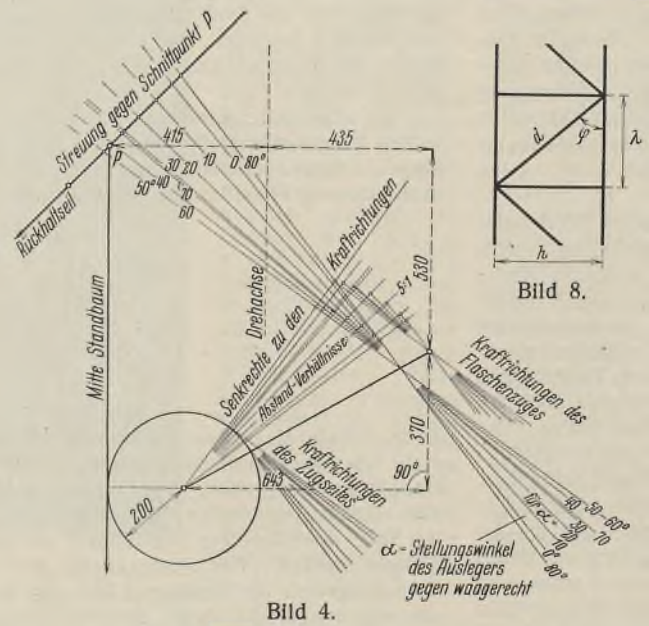
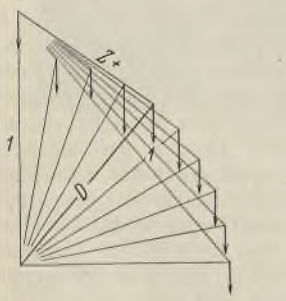


Bild 4.



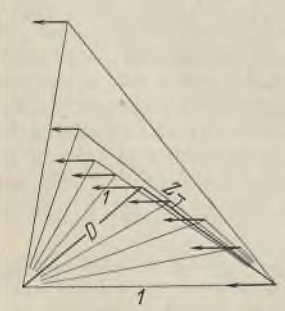


Bild 5.

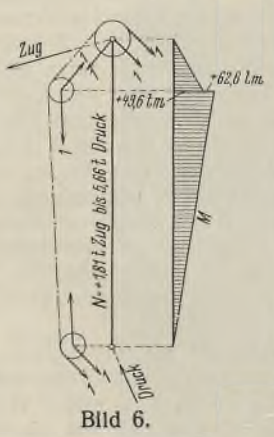


Bild 6.

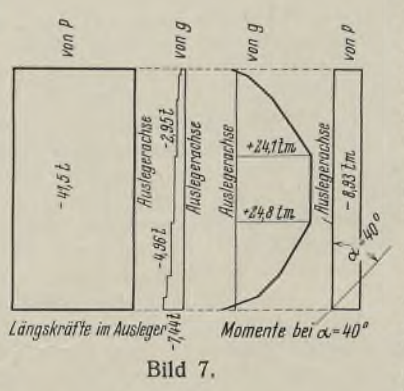


Bild 7.

Bild 3 zeigt schematisch die Lagenbeziehungen der Stabachsen, der Gelenke und der Seilrollen. Wie man sieht, ist die Standbaummittelachse etwas nach hinten geneigt, während die Standbaumdrehachse, nämlich die Verbindungslinie von Fuß- und Kopfgelenk, lotrecht steht. Die Abweichung beträgt am Kopfende 415 mm und ist erforderlich, damit sich die drei Kraftlinien, Rückhalteseil, Flaschenzug und Standbaummittellinie, stets annähernd in einem und demselben Punkte schneiden können, wodurch der Standbaumschaft von unnötigen Biegungsmomenten verschont bleibt. Bild 4 zeigt die Kräfterichtungen beim Standbaumkopf. Man sieht, wie sich die Richtung des Rückhalteseils bei verschiedener Seilneigung mit der Richtung der Flaschenzugkräfte bei verschiedener Auslegerstellung nahezu immer ziemlich nahe der verlängerten Standbaummittellinie treffen. Bild 5 zeigt Kräftepläne, die erkennen lassen, wie bei lotrechter oder waagerechter Belastung der Rollenachse des Auslegerkopfes mit der Lasteinheit die Kraftzerlegung bei verschiedener Auslegerstellung in den Ausleger und in den Flaschenzug hinein vor sich geht. Man erkennt, daß die Auslegerlängskraft nur wenig schwankt, daß dagegen die Flaschenzugkraft sehr verschieden wird. Durch Vervielfachen der dargestellten Lasteinheitswirkung mit der tatsächlichen lotrechten und waagerechten Seitenkraft einer Last erhält man die Längskräfte für Ausleger und Flaschenzug. Die Seilführung über die am Auslegerrücken und am Standbaumfuß befestigten Rollen ergibt noch besondere Einwirkungen auf den Ausleger, die in Bild 6, und zwar für eine Seillast = 1 t, dargestellt sind. Bild 7 zeigt Biegemomente und Axialkräfte im Ausleger bei einer mittleren Stellung, und zwar für ständige Last und für 40 t Nutzlast. Zu letzterer sind hierbei noch 2 t für das Gewicht der Flaschenzüge und des Lasthakens hinzugefügt.

Ausleger und Standbaum erscheinen, obwohl sie vierseitige, räumliche Fachwerke sind, statisch zunächst als lange, schlanke Stäbe. Da sie neben den Längskräften auch Biegungsmomente erster Ordnung aus Eigenlasten und quergerichteten Lastseitenkräften erhalten, werden die Stabachsen auch die nach dem Elastizitätsgesetz damit zwangsläufig verbundenen geringen elastischen Krümmungen erhalten. Daraus folgt wiederum, daß auch die rechnungsmäßigen Längskräfte, die gerade Richtungslinien haben, nicht völlig in der Stabmittellinie liegen können, sondern wieder kleine Abweichungen von ihr, kleine Außermittigkeiten, haben werden, aus denen wieder Biegungsmomente zweiter und weiterer Ordnungen entstehen. Es ergibt sich eine zusammengesetzte Ausbiegung, die nicht einem Proportionalitätsgesetze folgt. Das *w*-Verfahren, das diese Erscheinungen berücksichtigen soll, aber nicht auf Rechnung, sondern auf Versuchen an kleinen Stäben beruht, sollte wegen der Größe des Mastes und seiner besonderen Gittergestalt durch ein Rechenverfahren ersetzt werden. Verfasser verwendete das von Müller-Breslau angegebene, in den „Neueren Methoden der Festigkeitslehre" 1913, S. 442 u. f., enthaltene Verfahren, insbesondere auch deshalb, weil es die Berechnung der Vergitterungsstäbe und die Berücksichtigung der Einzelstab-Biegungsmomente gestattet. Statt der ⊏-Gurte bei Müller-Breslau sind beim Mast Fachwerke vorhanden, was an den Ableitungen aber nichts Wesentliches ändert. Die kleinen zusätzlichen Biegungsmomente in den Eckstäben, quer zu den anderen Momenten, sind bei sonst zweifacher Sicherheit unbedenklich.

Bild 8.

Bei außermittiger Druckbelastung von Stäben gilt nicht das Additionsgesetz der einzelnen Lastwirkungen, sondern es ist klar, daß z. B. eine verdoppelte Last nicht nur doppelt so große Randspannungen, sondern, weil auch die Stabkrümmung größer wird, noch weit mehr vergrößerte Randspannungen ergeben wird. Die Beanspruchung ist daher beim Mast nicht getrennt für Eigenlast und Nutzlast errechnet worden, sondern es wurden die ungünstig zusammenwirkenden Lasten unter einem behandelt.

Auch der Sicherheitsgrad ist nicht auf das Verhältnis der Streckgrenze zur Gebrauchsbeanspruchung bezogen; denn, wenn auch dieses Verhältnis etwa zweifach ist, wird man wegen der mangelnden Proportionalität doch nicht sagen können, daß der Mast eine verdoppelte Belastung aushalten kann. Der Sicherheitsgrad soll sich aber hierauf beziehen, d. h. es soll bei zweifacher Sicherheit eine Verdoppelung der Last möglich sein. Um diesen Schwierigkeiten in einfacher Weise gerecht zu werden, wurde die Beanspruchungsermittlung mit einer Last von 80 t errechnet, also dem Doppelten der vorgesehenen Nutzlast von 40 t. Für die 80 t-Last sollten die Spannungen unterhalb der Streckgrenze bleiben. Zur Sicherheit wurde auch das Eigengewicht des Gerätes verdoppelt eingesetzt, weil für einzelne Stellen der Eigengewichtseinfluß überwiegend ist und auch für diese Stellen zweifache Sicherheit zur Streckgrenze gewahrt bleiben soll. Sind aber sowohl Nutzlast als auch ständige Last verdoppelt angenommen, so kann man sicher sein, daß auf jeden Fall die errechneten Spannungen mindestens doppelt so groß sind als die in Wirklichkeit vorkommenden, daß man also zumindest zweifache Sicherheit bei der verlangten Nutzlast von 40 t hat.

Mit den Bezeichnungen bei „Müller-Breslau" ist beim Gerät in cm- und t-Rechnung (Bild 8):

$h = 114{,}4$; $\lambda = 105{,}9$; $d = 155{,}9$; $F = 38{,}4$; $F_d = 17{,}46$;
$F_h = 9{,}58$; $\sec\varphi = 1{,}471$; $E = 2100$; $J = 354$; $J_{d,\eta} = 9{,}78$;
$e_1 = 2{,}82$; $e_2 = 7{,}18$; $W_1 = 125{,}5$; $W_2 = 49{,}3$;
$J_1 = 251\,800$; $\gamma = 7{,}00$.

Beim Ausleger ist in waagerechter Stellung $P \cong 80$ t; und für die mittige Last:

$$\gamma'' = 0{,}202; \qquad \gamma' = 0{,}007\,58; \qquad \varrho' = 0{,}001\,532;$$

$$\Delta^2 y = \pm\frac{1}{2} h\,\varrho' = \pm 0{,}088\,3; \qquad \Delta y = \pm 0{,}044\,15;$$

$$K = \mp\frac{6EJ}{\lambda^2}\Delta^2 y = \mp 35{,}0 \text{ tcm};$$

$$M = \pm 0{,}5\,K = \mp 17{,}5 \text{ tcm};$$

$$D_m = \left[P\left(y_m - y_{m-1}\right) - 2\left(M_m - M_{m-1}\right)\right]\frac{\sec\varphi}{h} = -0{,}855 \text{ t};$$

$$V = +P\gamma'\frac{h}{\lambda} = +0{,}655 \text{ t};$$

$$\sigma_{0,\,I} = \frac{P}{2F}(1-\gamma') + \frac{M}{W} = 1{,}033 + 0{,}139 = 1{,}172 \text{ t/cm}^2.$$

Der Einfluß des Hebels $a = -28$ cm und die Eigengewichtsknotenlast $G = 2 \times 0{,}1653$ t ergibt:

$$\varrho = 0{,}001\,710; \qquad \cos\vartheta = 0{,}999\,145; \qquad \vartheta = 2^\circ 22' 10'';$$

$$M'_m = g\frac{\lambda^2}{2} m\,(n-m) = 17{,}5 \text{ m}\,[37 - m];$$

$$y_m = \left[a + \frac{\lambda}{2}\left(\gamma + \frac{2}{\varrho}\right)\frac{G}{P}\right]\cdot\left[\left\{\cos\left(\frac{n}{2} - m\right)\vartheta : \cos\frac{n\,\vartheta}{2}\right\} - 1\right] - \frac{M'_m}{P}\cdot$$

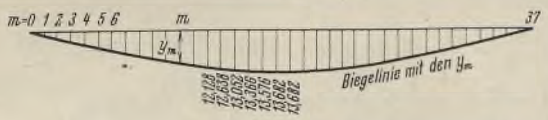


Bild 9.

Bild 9 zeigt die y_m.

$$\max \Delta^2 y = -0{,}106; \qquad M_m = -EJ\frac{\Delta^2 y_{m+1}}{\lambda^2} = -66{,}2\,\Delta^2 y_{m+1};$$

$$\max M_m = +7{,}02 \text{ tcm}.$$

$\max Q$ in 16,5 m Abstand von der Mitte ist $= 16{,}5 \text{ m} \cdot 0{,}315 \text{ t/m} = 5{,}15$ t, wobei $g = 0{,}315$ t/m.

$$O_m = P\frac{a + y_m}{h} + \frac{M'_m}{h} - \frac{2\,M_m}{h}; \qquad \max O_m = -41{,}2 \text{ t};$$

$$\sigma_{0,\,II} = +1{,}080 + 0{,}056 = +1{,}136 \text{ t/cm}^2;$$

$$D_m = \sec\varphi\,\frac{P}{h}\left(y_m - y_{m-1}\right) + Q_m\frac{\lambda}{h}\sec\varphi;$$

$$\max D_m = \pm 1{,}107 \pm 7{,}00 = \pm 8{,}11 \text{ t}.$$

Für alle Wirkungen (von P, a, G) zusammen ist dann:

$$\sigma_0 = 1{,}172 + 1{,}136 = 2{,}308 \text{ t/cm}^2;$$

zulässig ist 3,6 für St 52 bei den verdoppelten Lasten.

Bild 10.

$D = -0{,}855 - 8{,}11 = -8{,}97$ t; je Wand: 4,48 t;

für ⌐ 100 · 50 · 6 und $D_E = \dfrac{\pi^2 E J_{d\,y}}{d^2} = -8{,}32$ t;

$v = 8{,}32 : 4{,}48 = 1{,}86$; $\quad v' = 2{,}11 : 0{,}86 = 2{,}45$.

Nach Bild 10 ist mit dem Hebelarm 0,5 cm:

$$\sigma_d = -\frac{4{,}48}{8{,}73} + \frac{4{,}48 \cdot 0{,}5 \cdot 2{,}45}{(9{,}78 : 3)} = -2{,}21 \text{ t/cm}^2; \qquad \text{zul} = 2{,}4 \text{ für St 37};$$

$V = +0{,}736$ t oder $-0{,}081$ t; $\quad \sigma_z = 0{,}093$; $\quad \sigma_{dr} = -0{,}071$ t/cm².

Die Einflüsse der μ', μ'', Δh sind unwesentlich.

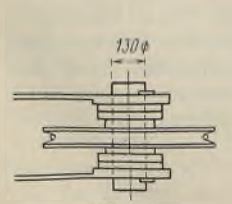


Bild 11.

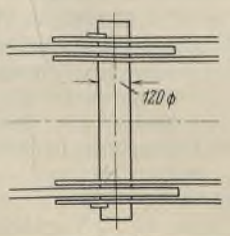


Bild 12.

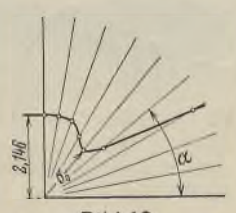


Bild 13.

Die Abmessungen der Gelenkbolzen des Auslegers sind aus den Bildern 11 und 12 ersichtlich.

Die Biegungsmomente im Standbaum sind ziemlich vielgestaltig und verwickelt. Im Standbaumkopf entstehen Drehmomente infolge der nicht ganz zu beseitigenden Außermittigkeit der beiden Hauptkräfte vom Flaschenzug und vom Rückhalteseil. Ferner entstehen Drehmomente, und zwar die erheblichsten, beim unteren Auslegergelenk. Für die günstigste Stellung dieses Gelenks wurden eingehende Untersuchungen angestellt um zu erreichen, daß die Richtung der dort auftretenden Kraft bei den hauptsächlichsten Gebrauchsfällen stets möglichst nahe beim unteren Standbaumgelenk vorbeigeht. Weitere Drehmomente entstehen bei den am Standbaum gelagerten Rollen für das oberhalb des Auslegerfußes ankommende Zugseil. Auch vom Eigengewicht der Abspannseile entsteht am oberen Drehzapfen eine Belastung mit Drehmomenten für den Standbaum. Alle diese Drehmomente erzeugen im Standbaum Biegungsmomente, Längskräfte und Querkräfte. Ihre Ermittelung für die verschiedenen möglichen Auslegerstellungen war eine umfangreiche, hauptsächlich aber rein geometrische Rechnung. Sie kann hier nur angedeutet werden. Wie beim Ausleger wurde immer zunächst die Wirkung einer Lasteinheit bestimmt, und zwar zerlegt in je zwei Seitenkräfte parallel und senkrecht zur Standbaummittellinie. Dafür wurden die Auflagerkräfte am Kopf und Fuß des Standbaumes ermittelt unter Berücksichtigung der Richtungen des jeweils belasteten Rückhalteseils und des Flaschenzuges. Die äußeren Kräfte und die Auflagerkräfte ergaben dann die inneren Schnittkräfte. Die gleichzeitig möglichen ungünstigsten Wirkungen wurden zusammengestellt.

Der Standbaum erhält im allgemeinen größere Längskräfte und kleinere Biegungsmomente als der Ausleger. Bei der Auslegerneigung von $\alpha \sim 50^\circ$ sind die Momente am kleinsten.

Von $P = 2 \cdot 101{,}1$ t mittig entsteht

$$\gamma'' = 0{,}508; \qquad \gamma' = 0{,}007\,63; \qquad \varrho' = 0{,}003\,07;$$

$\pm \Delta y = 0{,}1105$; $\quad \pm \Delta^2 y = 0{,}2210$; $\quad K = \mp 87{,}5$; $\quad M \cong 43{,}75$;

$$y_m = h \cdot \operatorname{tg}^2\frac{\vartheta'}{2} \cdot \cos\frac{m}{2}\vartheta' \cdot \cos\frac{n-m}{2}\vartheta' : \cos\frac{n}{2}\vartheta'; \quad n = 47; \quad m = 22;$$

$\cos\vartheta' = 0{,}9981$; $\quad \dfrac{n}{2}\vartheta' = 40^\circ 06' 12{,}15''$; $\quad \vartheta' = 3^\circ 33' 53{,}08''$;

$$y_{m=22} = 0{,}1272; \qquad O = \frac{P}{2} + \frac{P_{y\,m}}{2} + 2\frac{M_m}{h} = -100{,}46 \text{ t};$$

$\sigma_{0,\,I} = 2{,}968$; (bei $\alpha = 40^\circ$ ist $\sigma_{0,\,I} = 1{,}506$; bei $\alpha = 90^\circ$; $\sigma_{0,\,I} = 0{,}353$);

$$D_m = \left[\frac{P}{h}\left(y_m - y_{m-1}\right) - \frac{4\,M_m}{h}\right]\sec\varphi = -1{,}960 \text{ t}; \qquad \sigma_d = 0{,}576;$$

$$V_m = \frac{h}{\lambda}\varrho'\left[-\frac{P}{4} + \frac{6\,EJ}{\lambda^2}\right] = 1{,}45 \text{ t}; \qquad \sigma_z = 0{,}184.$$

Bei Auslegerneigungen von $\alpha = 35^\circ$ bis rechnungsmäßig 90° entstehen die größten Biegungsmomente bei 90°. In Standbaummitte ist dann

$M = 2 \times 32$ tm; $\quad a = M : N = 2{,}025$ m; $\quad \dfrac{EJ_1}{P\lambda^2} = 1680$;

$\varrho = 0{,}000\,588$; $\quad \vartheta = 1^\circ 23{,}3'$; $\quad$ für $m = 23$ ist

$$y_{23} = a\left\{\left[\cos\left(\frac{n}{2} - 23\right)\vartheta : \cos\frac{n}{2}\,\vartheta\right] - 1\right\} = 38{,}3 \text{ cm};$$

$$M_{23} = \frac{8EJ\delta}{l^2} = \frac{8EJy_{23}}{l^2} = 9{,}12 \text{ tcm};$$

$$O_m = P\frac{a + y_m}{h} - \frac{2\,M_m}{h} = -66{,}0 \text{ t};$$

$$\sigma_{0,\,II} = \frac{O}{F} + \frac{M}{W_1} = 1{,}720 + 0{,}073 = 1{,}793.$$

Für alle Wirkungen zusammen ist $\sigma_{0,\,I} + \sigma_{0,\,II} = \sigma_0 = 0{,}353 + 1{,}793 = 2{,}146$.

Bild 13 zeigt die Gurtstabrandspannungen σ bei verschiedenen Auslegerneigungen α. Für Neigungen α kleiner als 35° muß die Nutzlast kleiner als 40 t bleiben und ist gegebenenfalls besonders zu ermitteln.

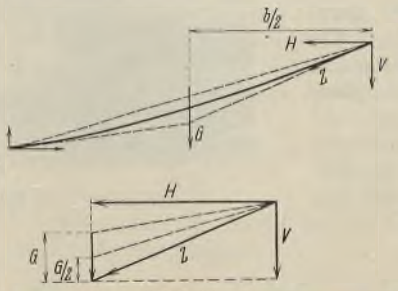


Bild 14.

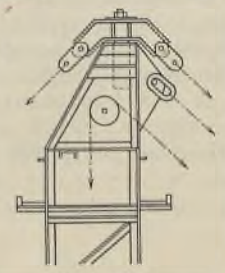


Bild. 15.

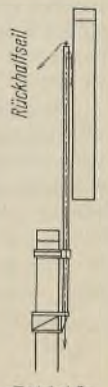


Bild 16.

Bild 17.

Bild 18.

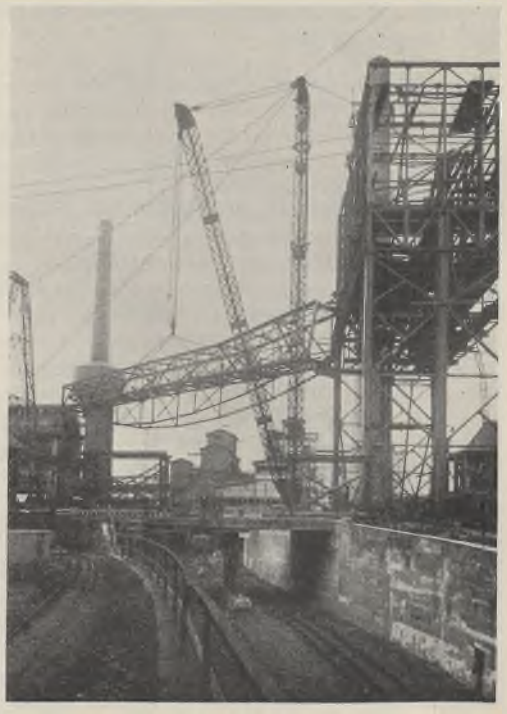


Bild 19.

Für die Gitterstreben gilt mit q:

$$y_1 = a\left\{\left[\cos\left(\frac{n}{2}-1\right)\vartheta : \cos\frac{n}{2}\vartheta\right]-1\right\};$$

$$D = \frac{P\,y_1}{h}\sec\varphi_1 = 0{,}012\,87\,P\,y_1;$$

für $a = 80°$ ist $\left(\frac{n}{2}-1\right)\vartheta = 45°\,19'$; $y_1 = +2{,}50$ cm;

max $D = -2{,}08$ t (Druck);

für die Pfosten gilt

$$y_{22} = a\left\{\left[\cos\left(\frac{n}{2}-22\right)\vartheta : \cos\frac{n}{2}\vartheta\right]-1\right\}; \qquad \max V = O_{\max}\frac{\Delta^2 y}{\lambda};$$

für $\alpha = 90°$ ist $\left(\frac{n}{2}-22\right)\vartheta = 2°\,05{,}35'$; $y_{22} = 0{,}383$; $\Delta^2 y = +0{,}0005$;

$O_{\max} = -66{,}0$ t; $V_{\max} = -0{,}031$ t Druck, $<$ als beim Ausleger.

D ist insgesamt $\approx -1{,}96 - 2{,}08 = -4{,}04$ t, ohne Rücksicht auf die verschiedenen α. Die Strebenkräfte beim Ausleger sind wesentlich größer. Die größte Pfostenzugkraft ist $V = +1{,}45$ t; $\sigma_z = 1{,}83$ t/cm².

Die Fundamentscheibe des Mastes belastet bei rd. 120 t Auflast den Erdboden auf $3{,}2 \cdot 2{,}2 = 7$ m² Fläche mit 1,72 kg/cm². In der längeren Rechteckrichtung ist das Biegungsmoment 98 tm und wird von 4 I 55 getragen, die mit vier Querverbindungen einen starken Rost bilden, der auch alle entsprechenden Querkräfte zu tragen vermag. Die untere Platte ist 20 mm stark und hat aufgebogene Ränder. Die Fundamentscheibe kann auch die regelmäßige waagerechte Seitenkraft vom belasteten Ausleger im Betrage bis zu 30 t aufnehmen. In Sonderfällen können noch besondere Verankerungen angebracht werden.

Bei den Abspannseilen war die Querschnittsbeanspruchung zu ermitteln. Wie schon erwähnt, ist zwischen belasteten und unbelasteten Seilen unterschieden. Letztere hängen sich an den Standbaumkopf und haben nur ihr eigenes Gewicht zu tragen.

Die waagerechten Seitenkräfte der Seilzüge kommen in dem Ringe, der den Drehzapfen umfaßt, zum allseitigen Ausgleich. Man kann, wenn f der Durchhangspfeil ist, die Gleichung aufstellen:

$$2f : \frac{b}{2} = \frac{G}{2} : H \text{ (Bild 14)}; \qquad f = \frac{b\,G}{8\,H}; \qquad H = \frac{b\,G}{8\,f};$$

für $b = 175$ m z. B. und einen beobachteten Durchhang $f = 5$ m ist die Seillänge $S = 182$ m, Seilgewicht 470 kg bei 2,6 kg/m; $H = 2{,}06$ t. Der obere schräge Seilzug ist $Z = 2{,}23$ t, der lotrechte $V = 0{,}82$ t.

Man wird, um möglichst nach allen Richtungen gleiche Seilspannungen zu haben, alle Durchhänge einem gleichen, etwa dem obigen H anpassen. Die Zugspannung der unbelasteten Seile ist dann etwa $^1/_{20}$ derjenigen von belasteten Seilen. Letztere erhalten je nach ihrer flacheren oder steileren Ausspannung 40 bis 50 t Zugkraft, wenn nur auf ein Seil gerechnet wird. Hierfür sind die Seile auszuwählen. Dem belasteten Seil entspricht ein etwa 20 mal kleinerer Durchhang. Beim Schwenken des belasteten Auslegers muß sich der obere Standbaumdrehzapfen etwas im Kreise drehen, und zwar wird er immer etwas gegen den Ausleger zugeneigt sein.

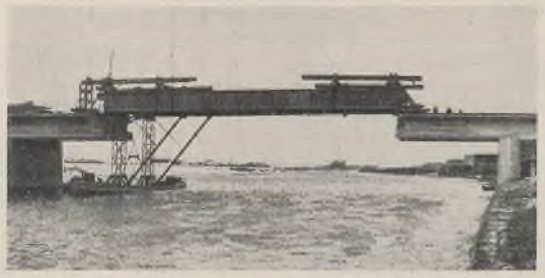


Bild 20.

Bild 21.

Bild 15 zeigt die oberen Seilbefestigungen, den Seilring, den Drehzapfen des Standbaums und die Seilrollen am Standbaumkopf.

Bei einem Winddruck von $2 \cdot 150$ kg/m² (doppelt = 300 kg/m²) entsteht im Standbaum ein Biegungsmoment von $2 \cdot 48{,}7$ tm; eine Axialkraft doppelt = 12,7 t, $y_{23} = 175$ cm; $\vartheta = 0°\,57'$; $M_m = 41{,}4$ tcm; $O_m = 104$ t Druck; $\sigma_w = 3{,}36$ t/cm².

Bei hohen Winddrücken darf der Mast sonach nicht in Gebrauch genommen werden.

Eine besondere Einrichtung wurde geschaffen für das Hochziehen der Standbaumschüsse beim Aufstellen. Sie ist aus Bild 16 ersichtlich. Ein Rohr von 254 mm äußerem Durchmesser und 10 mm Wandstärke geht beim Aufbau voraus und wird an der Spitze mit einem Rückhaltseil versehen. Es kann 4 t Last tragen.

Die Bilder 17 bis 21 zeigen den Mast bei der Verwendung zum Aufstellen schwerer Rahmen, ganzer Brückenfelder, ferner auch die Einzelschüsse zum Aufbauen von Einschwimmungsgerüsten bei dem Bau von Oderbrücken.

Alle Rechte vorbehalten.

Ausbeulen von Bindeblechen.

Von Privatdozent Dr.-Ing. **Karl Girkmann**, Wien.

Die folgende Untersuchung bezieht sich vor allem auf die Bindebleche von Flachmasten und auf die aus Blechlaschen gebildeten Riegel ähnlicher Rahmentragwerke des Stahlbaues; sie gilt aber auch für die Bindebleche gegliederter Druckstäbe (Rahmenstäbe).

Die Beanspruchungen dieser Bleche werden zumeist unter vereinfachenden Annahmen ermittelt, unter denen das Biegungsmoment der als „Stäbe" aufgefaßten Bleche in Stabmitte verschwindet. Besitzt ein solches Blech von der theoretischen Länge a (Bild 1a, b), der Breite b und der Stärke h die Schubkraft Q, so ergibt die elementare Rechnung für einen beliebigen Ort x, y die Blechspannungen

$$\sigma_x = \frac{M_x}{J} y, \qquad \sigma_y = 0, \qquad \tau = \frac{Q\,S}{J\,h} \qquad \text{oder}$$

$$(1) \qquad \sigma_x = 12\,\frac{Q}{b^3\,h}\,x\,y, \qquad \sigma_y = 0, \qquad \tau = \frac{3}{2}\cdot\frac{Q}{b\,h}\left(1 - \frac{4\,y^2}{b^2}\right).$$

Aus diesen Gleichungen erhält man für $x = \pm\,{}^1/_2\,a$ die Randspannungen des Bleches in bestimmter stetiger Verteilung (Bild 1c), während in Wirklichkeit die Verteilung der Randkräfte und damit auch der Spannungszustand des Bleches von der Art des Blechanschlusses abhängt. Zur Lösung des gegenständlichen Stabilitätsproblems wird näherungsweise der Verlauf der Randspannungen gemäß Bild 1c angenommen. In diesem Falle entsprechen die Spannungen nach Gl. (1) tatsächlich dem ebenen Spannungszustand des Bleches [Airysche Spannungsfunktion

$$F = \frac{Q}{b\,h}\,x\,y\left(2\,\frac{y^2}{b^2} - \frac{3}{2}\right)\Big]$$

und die Gl. (1) sind für beliebige Seitenverhältnisse $\frac{b}{a}$ verwendbar.

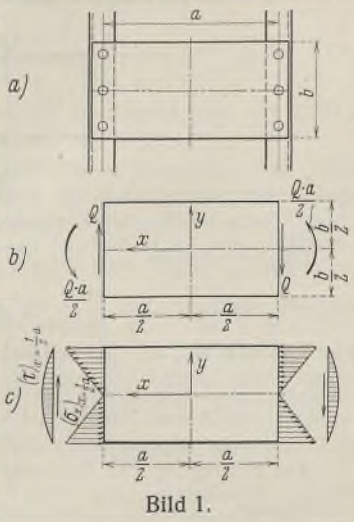


Bild 1.

In den Bindeblechen von Flachmasten und Rahmenträgern treten häufig auch Normalkräfte auf, und die entstehenden Normalspannungen σ_x' hätte man den Spannungen σ_x der Gl. (1) noch zu überlagern. Von Interesse wären vor allem Druckspannungen σ_x', da sie das Beulen der Bleche begünstigen. Nun sind aber diese Spannungen, die zumeist nur von der Windbelastung der Stiele herrühren, in der Regel sehr klein; wo Einzellasten angreifen, die größere Normal-Druckkräfte hervorrufen, werden ja steife Riegel an Stelle der Bindebleche vorgesehen. Im folgenden sollen auch diese Spannungen σ_x' nicht weiter berücksichtigt werden. Ebenso bleiben jene zusätzlichen Blechspannungen außer Betracht, die durch die Längenänderungen der Stiele verursacht werden.

Die Bindebleche werden in der Praxis nun so bemessen, daß die erforderlichen Anschlüsse untergebracht werden können und daß die größten, unter Berücksichtigung allfälliger Nietabzüge errechneten Blechspannungen die jeweils vorgegebenen Werte nicht überschreiten. Die Bindebleche gegliederter Druckstäbe dürfen aber auch nicht vorzeitig ausbeulen und die Bindeblech-Riegel der Flachmaste und Rahmenträger müssen unter der ungünstigsten Belastung noch genügend große Sicherheit gegen Beulen aufweisen.

Eine theoretische Untersuchung über das Beulen von Bindeblechen ist nicht vorhanden; man hat sich damit beholfen, einen Randstreifen des Bleches für sich als Stab auf Knicken zu berechnen, wozu noch eine weitere vereinfachende Annahme zu treffen war.

Im folgenden soll nun die Stabilität der Bindebleche untersucht und ein Näherungsverfahren entwickelt werden, mittels welchem in fraglichen Fällen die Beulsicherheit der auf üblichem Wege bemessenen Bleche rasch überprüft werden kann. Die Bleche mögen aus einem homogenen, isotropen Werkstoff bestehen. Sie stellen Platten dar, deren ebener Spannungszustand durch die Gl. (1) bestimmt ist. Die Plattenränder $x = \pm\,{}^1/_2\,a$ werden frei aufgestützt gedacht, die Ränder $y = \pm\,{}^1/_2\,b$ sind frei. Zu ermitteln ist nun jener kritische Wert Q_{kr} der Schubkraft Q, unter dem die Stabilitätsgrenze erreicht wird. Die Untersuchung wird unmittelbar nur für unbeschränkt elastisch gedachten Stahl durchgeführt. Die Bindebleche werden als vollkommen eben angenommen, und es wird vorausgesetzt, daß vor Erreichen der kritischen Schubkraft des betrachteten Bleches keine andere Instabilität, wie Knicken eines Stieles in oder aus der Rahmenebene bzw. Kippen des Flachmastes, Ausbeulen eines anderen Bleches usw., noch sonst ein vorzeitiges Versagen des Baugliedes eintritt.

Zur Lösung der gestellten Aufgabe wird das Energiekriterium herangezogen, mit dessen Hilfe es leicht möglich ist, einen geeigneten Näherungswert für die kritische Schubkraft Q_{kr} herzuleiten.

Angenommen, die Schubkraft Q habe ihren kritischen Wert erreicht und das Blech sei unendlich wenig ausgebogen. Soll nun diese ausgebogene Lage $w = f(x, y)$ tatsächlich eine Gleichgewichtslage sein, so muß für jede kleine virtuelle Verrückung δw der Platte die Bedingung

$$(2) \qquad \delta e = 0$$

erfüllt sein, wenn e die gesamte potentielle Energie der verbogenen Platte bedeutet. Da unter den getroffenen Voraussetzungen an den Rändern $x = \pm\,{}^1/_2\,a$ keine Randmomente auftreten und auch die der Plattenbiegung zugehörigen Randscherkräfte wegen $w = 0$ dort keine Arbeit leisten, erhält man für die potentielle Energie e[1]), unter Beachtung von $\sigma_y = 0$, den Ausdruck

$$(3) \quad \left\{ \begin{aligned} e = e_0 + \int_{-\frac{a}{2}}^{+\frac{a}{2}} \int_{-\frac{b}{2}}^{+\frac{b}{2}} h \left\{ \frac{1}{2}\,\sigma_x \left(\frac{\partial w}{\partial x}\right)^2 + \tau\,\frac{\partial w}{\partial x}\cdot\frac{\partial w}{\partial y} \right\} dx\,dy \\ + \int_{-\frac{a}{2}}^{+\frac{a}{2}} \int_{-\frac{b}{2}}^{+\frac{b}{2}} N \left\{ \frac{1}{2}\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\right)^2 \right. \\ \left. - (1-\nu)\left[\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}\cdot\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} - \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x\,\partial y}\right)^2\right] \right\} dx\,dy, \end{aligned} \right.$$

worin e_0 den von w unabhängigen Wert der potentiellen Energie der Platte unmittelbar vor der Ausbiegung, ν die Querdehnungszahl und N die Plattensteifigkeit bedeuten:

$$(4) \qquad N = \frac{E\,h^3}{12\,(1-\nu^2)}.$$

Auf Grund der vorliegenden Spannungs- und Stützungsverhältnisse habe ich für die Auswölbung $w(x, y)$ der Bindebleche zunächst den einfachen Näherungsansatz

$$(a) \qquad w = C_1 \cdot \sin\frac{2\,\pi\,x}{a} + C_2\,y \cdot \cos\frac{\pi\,x}{a}$$

in Betracht gezogen, der zwar nur einen Freiwert $\frac{C_2}{C_1}$ enthält, trotzdem aber die entstehenden Ausbeulungen schon genau genug beschreiben könnte. Dieser Ansatz befriedigt die Randbedingungen $w = 0$ und $\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu\,\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} = 0$ der gestützten Ränder $x = \pm\,{}^1/_2\,a$, nicht aber die Bedingungen $\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu\,\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = 0$ und $\frac{\partial^3 w}{\partial y^3} + (2-\nu)\,\frac{\partial^3 w}{\partial^2 x\,\partial y} = 0$ der freien Ränder $y = \pm\,{}^1/_2\,b$, da die ersten Summanden dieser Gleichungen jeweils Null sind, die zweiten aber gleichzeitig von Null verschieden bleiben. Zur Abschätzung des Fehlers, der durch diesen Umstand verursacht werden könnte, wurde der erweiterte Ansatz

$$(b) \quad \left\{ \begin{aligned} w = C_1 \cdot \sin\frac{2\,\pi\,x}{a}\,(1 + A_1\,y^2 + B_1\,y^4) \\ + C_2 \cdot \cos\frac{\pi\,x}{a}\,(y + A_2\,y^3 + B_2\,y^5) \end{aligned} \right.$$

in Untersuchung gezogen, der bei entsprechender Festlegung der Konstanten A_1, B_1, A_2 und B_2 auch die Bedingungen der freien Ränder erfüllt. Dieser Ansatz, der bereits sehr umfangreiche Entwicklungen bedingt, hat zwar bei hohen Blechen zu kleineren Q_{kr} als der einfache Ansatz Gl. (a) geführt, die Unterschiede waren aber praktisch bedeutungslos. Daher wurde auf die strenge Erfüllung der Randbedingungen in $y = \pm\,{}^1/_2\,b$ verzichtet und dafür noch eine Ansatzerweiterung mittels der Zusatzglieder

$$\sin\frac{4\,\pi\,x}{a} \qquad \text{und} \qquad y \cdot \cos\frac{3\,\pi\,x}{a}$$

versucht. Für die häufigeren Blechabmessungen wurden auch jetzt keine wesentlich kleineren Schubkräfte Q_{kr} als mit dem Ansatz Gl. (a) erhalten; bei schmalen Blechen, beispielsweise bei $\frac{b}{a} = 0{,}2$, betrug aber der Unterschied immerhin mehr als 5%. Vergleichsrechnungen haben gezeigt, daß nur das zweite Zusatzglied von Bedeutung ist, während das erste praktisch ohne Einfluß bleibt. Auf Grund dieser Ergebnisse wird der folgenden Herleitung eines Ausdruckes für die kritische Schubkraft Q_{kr} der dreigliedrige Ansatz

$$(5) \qquad w = C_1 \cdot \sin\frac{2\,\pi\,x}{a} + C_2\,y \cdot \cos\frac{\pi\,x}{a} + C_3\,y \cdot \cos\frac{3\,\pi\,x}{a}$$

zugrunde gelegt.

Mit Benutzung der Gl. (5) erhält man für das erste Doppelintegral der Gl. (3) den Ausdruck

$$(6) \qquad I_1 = Q\left[\frac{32}{9}\,C_1\,C_2 - \frac{96}{25}\,C_1\,C_3\right],$$

[1]) A. Nadai, Elastische Platten, Berlin 1925.

während für das zweite, die Biegungsarbeit ergebende Doppelintegral

$$(7)\quad \left\{ I_2 = N\pi^2 \frac{b}{a}\left\{4C_1^2\frac{\pi^2}{a^2} + C_2^2\left[\frac{\pi^2}{48}\left(\frac{b}{a}\right)^2 + \frac{1-\nu}{2}\right] + C_3^2\left[\frac{27}{16}\pi^2\left(\frac{b}{a}\right)^2 + \frac{9}{2}(1-\nu)\right]\right\}\right.$$

entsteht. Die Bedingung Gl. (2) ist nun erfüllt, wenn

$$(8)\quad \frac{\partial e}{\partial C_1} = 0, \qquad \frac{\partial e}{\partial C_2} = 0 \quad \text{und} \quad \frac{\partial e}{\partial C_3} = 0$$

sind. Mit den Gl. (6) u. (7) ergeben die Gl. (8) die Beulgleichungen

$$(9)\quad \left\{\begin{array}{lll} 8N\frac{\pi^4}{a^2}\cdot\frac{b}{a}C_1 + \frac{32}{9}QC_1 & - \frac{96}{25}QC_3 & = 0, \\ \frac{32}{9}QC_1 + 2N\pi^2\frac{b}{a}\left[\frac{\pi^2}{48}\left(\frac{b}{a}\right)^2 + \frac{1-\nu}{2}\right]C_2 & & = 0, \\ -\frac{96}{25}QC_1 & + 2N\pi^2\frac{b}{a}\left[\frac{27}{16}\pi^2\left(\frac{b}{a}\right)^2 + \frac{9}{2}(1-\nu)\right]C_3 & = 0. \end{array}\right.$$

Soll nun die betrachtete Plattenauswölbung eine Gleichgewichtsfigur bilden, so dürfen nicht alle Konstanten C verschwinden; die Nennerdeterminante des Gleichungssystems (9) muß daher Null sein, und man erhält hieraus für die kritische Schubkraft $Q = Q_{kr}$ den Ausdruck

$$(10)\quad Q_{kr} = 2N\frac{\pi^3}{a}\cdot\frac{b}{a}\sqrt{\frac{\Phi_1\Phi_2}{\left(\frac{48}{25}\right)^2\Phi_1 + \left(\frac{16}{9}\right)^2\Phi_2}}, \quad \text{wobei}$$

$$(11)\quad \Phi_1 = \frac{\pi^2}{48}\left(\frac{b}{a}\right)^2 + \frac{1-\nu}{2}, \qquad \Phi_2 = \frac{27}{16}\pi^2\left(\frac{b}{a}\right)^2 + \frac{9}{2}(1-\nu).$$

Mit Gl. (4) und den für Stahl gültigen Zahlenwerten $E = 2100$ t/cm² und $\nu = 0{,}3$ können diese Beziehungen auch geschrieben werden

$$(10\,a)\quad Q_{kr} = 6708\frac{h^3}{a}\cdot\frac{b}{a}\sqrt{\frac{\Phi_1\Phi_2}{1{,}1664\,\Phi_1 + \Phi_2}}$$

$$(11\,a)\quad \Phi_1 = 0{,}2056\left(\frac{b}{a}\right)^2 + 0{,}35, \qquad \Phi_2 = 16{,}655\left(\frac{b}{a}\right)^2 + 3{,}15.$$

Die Auswertung der Gl. (10a) ergibt für verschiedene Seitenverhältnisse $\frac{b}{a}$ die folgenden Werte $\frac{a}{h^3}Q_{kr}$ (h und a in cm, Q_{kr} in Tonnen):

Tafel 1.

$\frac{b}{a}$ =	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2
$\frac{a}{h^3}Q_{kr}$ =	4920	4263	3651	3082	2553	2060	1600	1169	762

Eine zeichnerische Darstellung der Werte $\frac{a}{h^3}Q_{kr}$ in Abhängigkeit von $\frac{b}{a}$ ist in Bild 2 zu sehen.

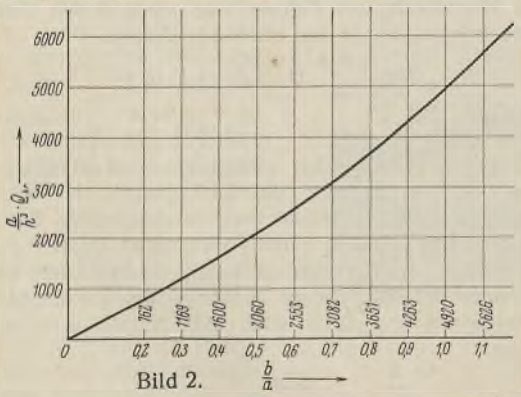


Bild 2.

Mit $C_3 = 0$, also mit dem Ansatz Gl. (a), hätte man den einfacheren Ausdruck

$$(10\,b)\quad Q_{kr} = 6708\frac{h^3}{a}\cdot\frac{b}{a}\sqrt{0{,}2056\left(\frac{b}{a}\right)^2 + 0{,}35}$$

erhalten, der beispielsweise für $\frac{b}{a} = 1 \quad 0{,}5 \quad 0{,}2$

um $1{,}5\,\%$ $3{,}2\,\%$ $5{,}4\,\%$ größere Q_{kr} als Gl. (10a) liefert.

Die Ergebnisse sollen nun mit jenen der bisherigen Näherungsberechnung auf Knicken verglichen werden. Denkt man sich am Rand $y = \frac{1}{2}b$ einen Streifen von der Höhe 1 cm herausgeschnitten und diesem beiderseits gelenkig gelagerten Stab die Normalkraft $1\,h\,(\sigma_x)_{y=\frac{b}{2}}$ zugeordnet, so entsteht in einer Stabhälfte Druck, in der anderen Zug, wobei die Normalkraft entsprechend der Spannung σ_x nach Gl. (1) von Null in Stabmitte bis zum Endwerte $P = \pm 3\frac{Q}{b}\cdot\frac{a}{b}$ an den Stabenden anwächst. Im Sinne der Näherungsberechnung wird der Blechstreifen als Stab mit der konstanten Druckkraft $P = 3\frac{Q}{b}\cdot\frac{a}{b}$ und der geschätzten Knicklänge $l_k = k\,a$ auf Knickung gerechnet; k wird häufig mit $\frac{1}{3}$, zuweilen mit einem noch kleineren Werte in Rechnung gestellt. Es soll nun festgestellt werden, zu welchen k-Werten die in der Tafel 1 verzeichneten kritischen Schubkräfte Q_{kr} führen.

Die Knickspannung σ_K des Streifens mit der Länge $k\,a$ ist

$$\sigma_K = \frac{\pi^2 E i^2}{(k\,a)^2} = \frac{\pi^2 E h^2}{12\,(k\,a)^2};$$

aus der kritischen Schubkraft erhält man für das Bindeblech die folgende, in $x = \frac{1}{2}a$ und $y = \frac{1}{2}b$ auftretende größte Normalspannung σ_x:

$$\max\sigma_x = 3\frac{Q_{kr}}{b\,h}\cdot\frac{a}{b}.$$

Die Gleichsetzung beider Spannungswerte führt zu

$$k = \frac{\pi}{6}\cdot\frac{b}{a}\sqrt{E\frac{h^3}{a\,Q_{kr}}}$$

und man erhält hieraus beispielsweise für

Tafel 2.

$\frac{b}{a}$ =	1,0	0,8	0,6	0,4
k =	0,34	0,32	0,29	0,24

Es ist zu ersehen, daß im Falle $b < a$ das Näherungsverfahren mit $k = \frac{1}{3}$ zu ausreichenden Blechstärken führt.

Die berechneten k-Werte der Tafel 2 hängen vom Verhältnis $\frac{b}{a}$ ab, und mit abnehmendem $\frac{b}{a}$ wird auch k kleiner und die Knicklast des Streifens wächst an. Mit kleiner werdendem $\frac{b}{a}$ fällt eben die Spannung σ_x gegen das Innere des Bleches hin immer rascher ab, und die weniger gedrückten Nachbarstreifen werden gewissermaßen den Randstreifen immer wirksamer am seitlichen Ausweichen behindern.

Zur Festlegung der Wölbungsform der Bleche sind die Konstantenverhältnisse $\frac{C_2}{C_1}$ und $\frac{C_3}{C_1}$ aus den Gl. (9) zu ermitteln und in Gl. (5) einzusetzen; man erhält dann mit Hilfe der Gl. (10a)

$$(5\,a)\quad \left\{ w = C\left\{\sin\frac{2\pi x}{a} - \pi y\frac{b}{a}\sqrt{\frac{\Phi_1\Phi_2}{1{,}1664\,\Phi_1 + \Phi_2}}\left(\frac{1}{\Phi_1}\cdot\cos\frac{\pi x}{a} - \frac{1}{\Phi_2}\cdot\frac{27}{25}\cdot\cos\frac{3\pi x}{a}\right)\right\}.\right.$$

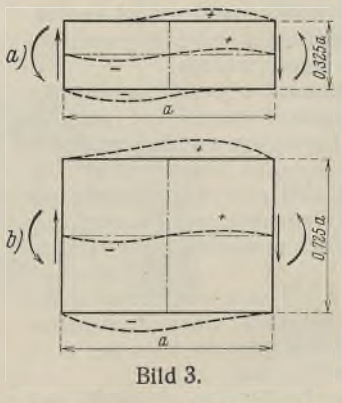


Bild 3.

In Bild 3a u. 3b sind für Bindebleche mit den Seitenverhältnissen $\frac{b}{a} = 0{,}325$ und $0{,}725$ [2]) die nach Gl. (5a) berechneten, mit einem konstanten Faktor vervielfachten Ausbiegungen w längs $y = 0$ und $y = \pm\frac{1}{2}b$ (in die Zeichnungsebene geklappt) dargestellt.

Der in den Gl. (10) bzw. (10a) entwickelte Ausdruck für die kritische Schubkraft Q_{kr} wurde unter der Voraussetzung eines unbeschränkt elastischen Stahles hergeleitet. Die erhaltenen Beziehungen und ebenso die in der Tafel 1 verzeichneten Ergebnisse gelten daher nur so lange, als die größte Anstrengung des Baustoffes die P-Grenze desselben nicht überschreitet. Als Maß für die Anstrengung ist im Sinne der Huber- v. Mises-Henkyschen Fließbedingung hier $(\sigma_y = 0)$ der Spannungswert

$$\sigma_m = \sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau^2}$$

zu betrachten. Nach den getroffenen Voraussetzungen erreicht σ_m unmittelbar vor dem Beulen in den Ecken $x = \pm\frac{1}{2}a$, $y = \pm\frac{1}{2}b$ und auch längs $y = 0$ Größtwerte: in den Ecken ist

$$(12)\quad {}_1\sigma_m = (\sigma_x)_{x=\frac{a}{2},\ y=\frac{b}{2}} = 3\frac{a}{b}\cdot\frac{Q_{kr}}{b\,h},$$

längs $y = 0$ ist die Anstrengung

$$(13)\quad {}_2\sigma_m = \sqrt{3}\,\tau_{y=0} = \frac{3\sqrt{3}}{2}\cdot\frac{Q_{kr}}{b\,h}.$$

Die beiden Spannungswerte sind beim Seitenverhältnis $\frac{b}{a} = \frac{2}{\sqrt{3}}$ gleich

[2]) Zu Beulversuchen verwendete Bleche.

groß. Für $b < \frac{2}{\sqrt{3}}\,a$ ist die Anstrengung in den Ecken maßgebend: $\max \sigma_m = {}_1\sigma_m$; das ist der Regelfall. Für $b > \frac{2}{\sqrt{3}}\,a$ ist die Anstrengung längs $y = 0$ die größere: $\max \sigma_m = {}_2\sigma_m$.

Überschreitet nun $\max \sigma_m$ die P-Grenze, so muß die errechnete Schubkraft Q_{kr} noch mit einem Abminderungsfaktor multipliziert werden. Wären die Spannungen innerhalb des ganzen Bleches unveränderlich, dann könnte, im Hinblick auf die erwiesene Erhaltung der Quasi-Isotropie des Baustahles im unelastischen Spannungsbereich, wieder der übliche Weg beschritten und die maßgebende Anstrengung σ_m in gleicher Weise wie die Euler-Spannung eines Druckstabes abgemindert werden. Nun liegen hier veränderliche Spannungen vor, und man rechnet jedenfalls sicher, wenn jetzt die örtlich größte Anstrengung $\max \sigma_m$ wie die gleich große Euler-Spannung verkleinert wird[3]). Die zugehörige Stabschlankheit folgt dann aus

$$\lambda = \pi \sqrt{\frac{E}{\max \sigma_m}} \tag{14}$$

und zu dieser kann aus der Engeßer-Kármán-Linie der Knickspannungen des betreffenden Stahles die tatsächliche Knickspannung σ_K entnommen werden. Als kritische Schubkraft (Q_{kr}) erhält man dann

$$(Q_{kr}) = \frac{\sigma_K}{\max \sigma_m}\, Q_{kr}, \tag{15}$$

wenn Q_{kr} wieder die aus Gl. (10) oder (10a) gerechnete bzw. der Tafel 1 entnommene kritische Schubkraft bei elastischer Beulung bedeutet.

Nach diesem Berechnungsverfahren könnte allerdings das Tragvermögen der Bindebleche im Falle der unelastischen Beulung schon stärker unterschätzt werden. Bei dem gegenwärtigen Stande der Theorie wäre aber eine bessere Angleichung des Verfahrens an die wirklichen Verhältnisse nur unter Zuziehung weiterer, mehr oder minder willkürlicher Annahmen möglich.

Erhält ein Bindeblech eines Flachmastes oder eines ähnlichen Rahmenträgers unter der ungünstigsten Belastung die Schubkraft Q, und besitzt dieses Blech zufolge seiner Abmessungen und Baustoffeigenschaften die kritische Schubkraft (Q_{kr}), so ist die Sicherheit gegen Beulen $n = \frac{(Q_{kr})}{Q}$. Im allgemeinen kann ein solches Tragwerk nach dem Ausbeulen eines Bindebleches in kein neues Gleichgewichtssystem übergehen und der Sicherheitsgrad wäre daher entsprechend hoch anzusetzen.

Die Anwendung des dargelegten Verfahrens soll an einem Rechnungsbeispiele aufgezeigt werden. Die Bindebleche eines Flachmastes seien für $\max Q = 1{,}3$ t und für die größte Blechlänge $a = 680$ mm zu bemessen. Baustoff St 37.12. Der Anschluß an die Stiele soll mittels einschnittiger Niete ϕ 17 mm erfolgen. Nach den Freileitungsvorschriften V.S.F. (V. D. E. 0210/1934) gelten die folgenden zulässigen Inanspruchnahmen: Zug- und Biegespannung $\sigma_{zul} = 1600$ kg/cm², Scherspannung der Niete $\tau_{zul} = 1280$ kg/cm², Lochleibungsdruck $\sigma_{l\,zul} = 4000$ kg/cm².

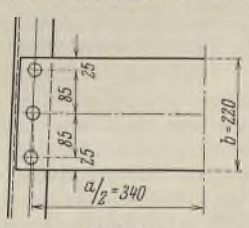


Bild 4.

Das Biegungsmoment im Anschlußquerschnitt ist $M = 1{,}3\text{ t} \times 34\text{ cm} = 44{,}2$ t/cm; ein Niet ϕ 17 mm trägt auf Abscheren 2,9 t. Daher kommt ein dreinietiger Anschluß in Frage. Gewählt $b = 220$ mm Blechbreite bei 85 mm Nietabständen (Bild 4). Auf ein Randniet entfällt dann die Kraft $1{,}3\text{ t}\sqrt{\left(\frac{1}{3}\right)^2 + \left(\frac{34}{17}\right)^2} = 2{,}63\text{ t} < 2{,}9$ t. Damit der zulässige Lochleibungsdruck nicht überschritten wird, muß die Blechstärke mindestens 4 mm betragen.

Versuch mit $h = 0{,}5$ cm: das nutzbare Widerstandsmoment des Anschlußquerschnittes des Bindebleches ist dann $W_n = 29{,}1$ cm³ und die größte Blechspannung wird $\sigma_b = \frac{44{,}2}{29{,}1} = 1520$ kg/cm² (< 1600). Nach dem üblichen Bemessungsverfahren reichen also die gewählten Blechabmessungen aus. Nun wird die Beulsicherheit nachgeprüft: Für $\frac{b}{a} = \frac{22}{68} = 0{,}324$ folgt aus Bild 2 . . $Q_{kr} = 1270\,\frac{h^3}{a} = 1270 \cdot \frac{0{,}5^3}{68} = 2{,}33$ t. Nach Gl. (12) erhält man für die maßgebende Anstrengung ${}_1\sigma_m = \frac{3}{0{,}324} \cdot \frac{2{,}33}{22 \cdot 0{,}5} = 1{,}96$ t/cm² $\approx \sigma_P$. Das Beulen erfolgt also gerade noch unter rein elastischen Spannungen. Die Beulsicherheit ist daher $n = \frac{2{,}33}{1{,}3} = 1{,}79$.

Wird mindestens 2-fache Sicherheit verlangt, so muß h (oder b) vergrößert werden. Es soll bei gleichbleibender Breite $b = 22$ cm die Blechstärke mit 0,6 cm angenommen werden. Dann ist $Q_{kr} = 1270 \cdot \frac{0{,}6^3}{68} = 4{,}03$ t. Nach Gl. (12) erhält man für die maßgebende Anstrengung ${}_1\sigma_m = \frac{3}{0{,}324} \cdot \frac{4{,}03}{22 \cdot 0{,}6} = 2{,}83$ t/cm² $> \sigma_P$; es liegt also bereits unelastische Beulung vor. Nach Gl. (14) ist dann $\lambda = \pi \sqrt{\frac{2100}{2{,}83}} = 85{,}6$ und dazu gehört nach der zugrunde gelegten Knickspannungslinie der Deutschen Reichsbahn ein $\sigma_K = 2{,}19$ t/cm². Nach Gl. (15) erhält man also die kritische Schubkraft $(Q_{kr}) = \frac{2{,}19}{2{,}83} \cdot 4{,}03 = 3{,}12$ t, und die Beulsicherheit ist nunmehr $n = \frac{3{,}12}{1{,}3} = 2{,}4$.

Im vorliegenden Falle ist die Beulsicherheit der nach dem üblichen Verfahren bemessenen Bindebleche zu gering gewesen, so daß eine Verstärkung der Bleche noch notwendig war; zumeist aber reichen die erhaltenen Abmessungen bereits aus.

Die Herleitung der Näherungslösung Gl. (10) erfolgte unter der ungünstigen Annahme freier Aufstützung der Plattenränder in $x = \pm\,{}^1/_2\,a$, während in Wirklichkeit stets eine mehr oder minder wirksame teilweise Einspannung vorhanden ist. Auch im Falle der häufigeren unelastischen Beulung könnte sich zufolge der günstigeren Lagerungsbedingungen noch eine wesentliche Erhöhung des Tragvermögens der Bindebleche gegenüber den Rechnungswerten ergeben. Andererseits aber wurde den theoretischen Entwicklungen nur ein Näherungsansatz für die Auswölbung $w(x, y)$ zugrunde gelegt; die Bleche sind ferner nie vollkommen eben und die Verteilung der Randkräfte weicht von der vorausgesetzten ab. Auch werden die Bleche meist außermittig an die Stiele angeschlossen; diesem Umstande kommt allerdings verhältnismäßig geringere Bedeutung zu, da sich die Biegewirkungen der an den Rändern angreifenden Druck- und Zugkräfte zum Teil wegheben. Durch diese, das Tragvermögen mindernden Einflüsse wird dessen Erhöhung zufolge der günstigeren Lagerungsverhältnisse zum größeren Teile wieder aufgehoben. Es ist daher zu erwarten, daß die errechneten kritischen Schubkräfte den wirklichen Werten schon genügend nahekommen.

Zur Überprüfung der theoretischen Ergebnisse sind in der Techn. Versuchsanstalt (Prof. Dr.-Ing. F. Rinagl) der Techn. Hochschule in Wien einige Beulversuche ausgeführt worden. Die beobachteten kritischen Schubkräfte stimmen mit den Rechnungswerten gut überein, die Abweichungen liegen nach der sicheren Seite hin. Über diese Versuche wird gelegentlich noch berichtet werden.

[3]) S. a. Schlußbericht d. Pariser Kongr. 1932 d. Int. Ver. f. Brücken- und Hochbau: Diskussionsbeitrag v. F. Schleicher.

Verschiedenes.

Verstärkungsmaßnahmen für Schutzraumdecken[1]). Entsprechend den von dem Herrn Reichsminister der Luftfahrt gegebenen Richtlinien haben sich die zahlreichen innerhalb des Reichsluftschutzbundes ins Leben gerufenen Luftschutz-Beratungsstellen bemüht, die Bevölkerung zu veranlassen, schon vor Erlaß eines entsprechenden Gesetzes in den einzelnen Wohngebäuden Schutzräume zu errichten. Auch in zahlreichen industriellen Werken hat man mit der Einrichtung von Schutzräumen begonnen. Bei bestehenden Gebäuden müssen in der Regel die vorhandenen Decken den besonderen Anforderungen des Luftschutzes angepaßt werden. Die Decken solcher Räume sollen einsturzsicher sein. Ihre Widerstandsfähigkeit wird sich demnach in erster Linie nach der Größe der möglicherweise auftretenden Trümmerlast zu richten haben. Versuche, diese Last rechnerisch oder auf dem Versuchswege zu ermitteln, haben bisher zu keinem befriedigenden Ergebnis geführt. Bei Berechnung einer Schutzraumdecke sind deshalb bis auf weiteres die vom Reichsluftfahrtministerium vorgeschriebenen Zuschläge zu den üblicherweise zu berücksichtigenden Werten der Nutzlast und des Eigengewichtes der Decke zu berücksichtigen.

Die Größe der Zuschläge errechnet sich nach der Höhe des Gebäudes. Sie beträgt:

bis zu 2 Geschossen 1500 kg/m²,
bis zu 4 Geschossen 2000 kg/m²,
bis zu 6 Geschossen 2500 kg/m².

Diese Werte sind lediglich als Richtzahlen zu betrachten und gelten nur für solche Gebäude, bei welchen die zu berücksichtigende Nutzlast nicht höher als 500 kg/m² ist. Bei Gebäuden mit größeren Nutzlasten oder bei anderen durch besondere Gründe bedingten stärkeren Beanspruchungen der Decken sind die Zuschläge entsprechend zu erhöhen. Befindet sich über einem Schutzraum nur eine Halle oder ein einstöckiges Gebäude,

[1]) Anmerkung der Schriftleitung. Der Verfasser hat bereits in der Zeitschrift Baugilde 1935, Heft 20, und in der Zeitschrift Bauwelt 1935, Heft 46, ähnliche Aufsätze, welche auch Angaben über die Berechnung der verschiedenen Ausführungen enthalten, veröffentlicht. Im Hinblick auf die Wichtigkeit des Stoffes glauben wir trotz dieser beiden vorausgegangenen Veröffentlichungen den Beitrag unseren Lesern nicht vorenthalten zu sollen.

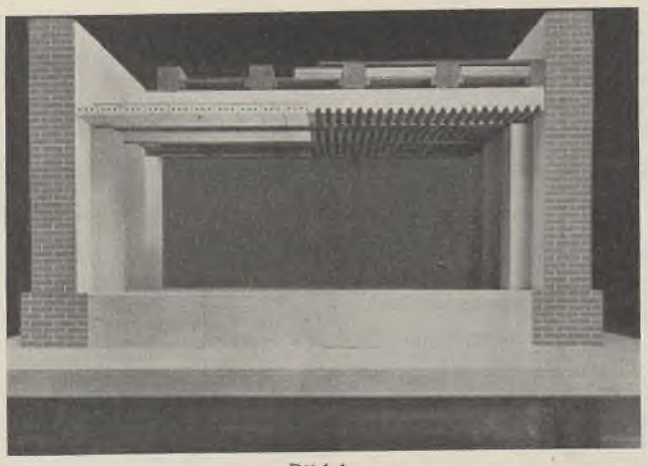


Bild 1.

Schutzraumdecken bestehend aus Wellblech oder Stegzementdielen zwischen Trägern. Da die Holzbalkendecke keine ausreichende Sicherheit gegen Eindringen von chemischen Kampfstoffen bietet, so ist der Raum zwischen Verstärkungsdecke und bestehender Holzdecke mit Beton anzufüllen.

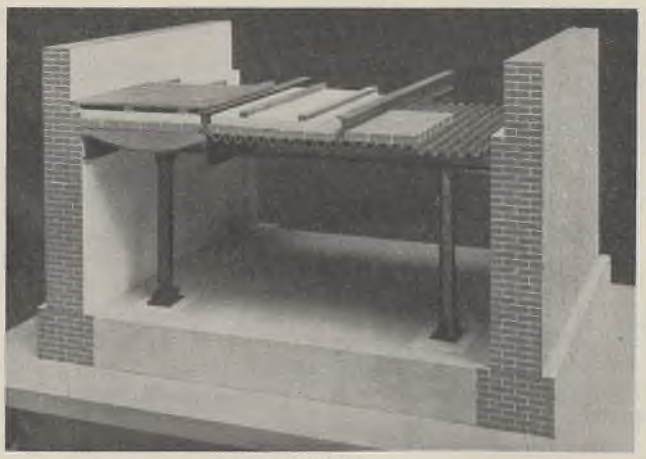


Bild 2.

Bei ausreichender Kampfstoff-Sicherheit der Decke können Wellbleche oder Buckelbleche unmittelbar unter der zu verstärkenden Decke verlegt werden. Die Unterzüge ruhen auf besonderen Stützen, mit denen sie möglichst biegungsfest verbunden sind.

so ist trotzdem ein Zuschlag von 1500 kg in die Rechnung einzusetzen, hierdurch soll eine gewisse Mindestdicke der Decke erreicht werden, die gleichzeitig einen gewissen Schutz vor Volltreffern kleineren Kalibers bietet.

Der Vorschlag, die Höhe der Zuschläge außer von der Zahl der Geschosse und der Nutzlast auch von der Art der Konstruktion des Gebäudes abhängig zu machen, hat bisher nicht die Zustimmung der mit der Klärung des Problems befaßten Stellen gefunden. Auch sind bis auf weiteres bei der Berechnung der Verstärkungskonstruktion die üblichen Festigkeitswerte einzusetzen. Der Einwand, daß es sich im Katastrophenfalle um eine einmalige maximale Beanspruchung des Materials handelt und daß deshalb der Einsatz weit höherer Spannungen zulässig sein müsse, mag zunächst berechtigt erscheinen. Bedenkt man aber, welche außergewöhnlichen Verhältnisse im Katastrophenfall vorliegen können, so erscheint es berechtigt, es bei dem Einsatz der üblichen baupolizeilich vorgeschriebenen Spannungen zu belassen.

Die Art der Verstärkung einer Decke und die zu verwendenden Baustoffe werden je nach der Art des Bauwerkes und den örtlichen Verhältnissen verschieden sein. Im allgemeinen hat man sich in der Praxis von dem sogenannten behelfsmäßigen Schutzraumbau, bei welchem die notwendige Verstärkung der Deckenkonstruktion in Holz ausgeführt wurde, abgewendet. Grundsatz sollte sein, daß die Schutzkonstruktion zweckentsprechend und in ihrer Dauerhaftigkeit in rechtem Verhältnis zu dem Gebäude steht, in welches sie eingebaut wird. Bevor man sich für die eine oder andere Art der Verstärkung der Decke entschließt, wird stets die Vorfrage zu prüfen sein, ob die vorhandene Decke eine ausreichende Sicherung gegen das Eindringen von Kampfstoffen bietet. Bei massiven Decken, insbesondere bei Betondecken, wird dies in der Regel der Fall sein. Muß durch die Verstärkungskonstruktion gleichzeitig ein Schutz gegen das Eindringen von chemischen Kampfstoffen gewährt werden, so sind solche Deckenkonstruktionen zu bevorzugen, bei welchen die zwischen der Verstärkungskonstruktion und der vorhandenen Decke entstehenden Hohlräume mit Beton ausgefüllt werden können. Besteht die Decke eines zum Schutzraum bestimmten Raumes z. B. aus einer Holzbalkendecke, so wird sich in der Regel das Verlegen einer völlig neuen Decke unterhalb der bestehenden empfehlen (Bild 1). Zweckmäßig kann z. B. eine Stegzementdielendecke mit kleinem Trägerabstand und ausreichender Stärke der Zementdielen sein. Auch Wellblech und Buckelbleche eignen sich zum gleichen Zweck (Bild 2). Die Hohlräume zwischen den Stegzementdielen, dem Well- oder Buckelblech und der Holzbalkendecke sind sorgfältig mit Beton auszufüllen. Die neu einzuziehenden Deckenträger können entweder in das bestehende Mauerwerk eingestemmt, auf Vorlagen oder besser auf einer besonderen Trägerkonstruktion verlegt werden.

Die Verstärkung einer vorhandenen Hohlsteindecke kann in etwa gleicher Weise erfolgen wie die Verstärkung einer Holzbalkendecke. Ein Ausfüllen des zwischen den Zementdielen und der bestehenden Decke verbleibenden Zwischenraumes wird nur dann erforderlich sein, wenn die Kampfstoffsicherheit der bestehenden Hohlsteindecke nicht ausreichend erscheint.

Die Frage der Notwendigkeit einer Verstärkung von Gewölben, zu welchen in diesem Falle auch die Preußische Kappe gerechnet werden soll, bedarf besonders sorgfältiger Prüfung. Wenn Kappengewölbe den gesteigerten Festigkeitsansprüchen gewachsen sind, so kann sich die Verstärkungsmaßnahme auf eine Verkürzung der freitragenden Länge der Deckenträger beschränken. Eine Halbierung der Spannweiten bewirkt bekanntlich eine Steigerung des Tragvermögens auf das vierfache. Ist das Gefüge einer Kappe nicht einwandfrei oder ihre Scheiteldicke nicht ausreichend, so kann sie durch Verlegen von parallel zur Gewölbeachse in den Drittel- oder Viertelpunkten zu verlegenden Trägern wirkungsvoll verstärkt werden (Bild 3). Diese Träger ihrerseits sind auf besondere Unterzüge zu verlegen und gegen seitliches Verschieben zu sichern. Einschieben von Stegzementdielen in die zwischen den Trägern verbleibenden Zwischenräume kann sich empfehlen.

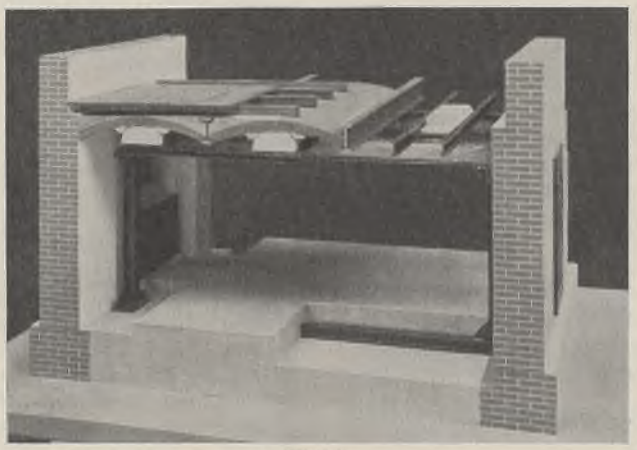


Bild 3.

Preußische Kappe, verstärkt durch Unterzüge und parallel zur Gewölbeachse verlegte Träger. Die Träger und Unterzüge, möglichst auch die Träger der bestehenden Decke sind gegen seitliches Verschieben zu sichern. Das Anfüllen des Raumes zwischen den Verstärkungsträgern mit Stegzementdielen oder Beton kann bei Gewölben mit gelockertem Gefüge zweckmäßig sein. Geschlossene Rahmen, deren obere Riegel die Deckenunterzüge bilden, vergrößern die Seitensteifigkeit und bieten auch Vorteile bei einseitigen Fundamentsenkungen.

Ist die Verstärkung größerer Gewölbe mit Korbbogen oder kreisrunder Wölbung notwendig, so ist eine größere Zahl von Trägern etwa in einem Abstand von 25 bis 30 cm parallel zur Gewölbeachse zu verlegen. Diese Träger ruhen auf Wölbscheiben, die ihrerseits auf quer zum Gewölbe laufenden Unterzügen aufgebracht werden. Je mehr derartige Wölbscheiben eingebaut werden, um so kürzer wird die freitragende Länge und damit das erforderliche Profil der Längsträger.

Die bisher geschilderten Verstärkungsmaßnahmen bieten lediglich einen gewissen Schutz gegen das Auftreten vertikal gerichteter Kräfte. Vielfach wird aber auch ein gewisser Schutz des Schutzraums gegen seitlich wirkende Kräfte erwünscht sein, gleich ob diese Kräfte infolge ungleichmäßiger Anhäufung der Gebäudetrümmer an einzelnen Stellen der Schutzraumdecke oder durch die Wirkung des Zerknalls einer Sprengbombe entstehen. Durch Verwendung von biegungsfesten Rahmen (s. Bild 3), deren Schwellen versenkt in der Kellersohle liegen und deren obere Riegel die Unterzüge bilden, wird eine erhebliche Steigerung der Seitensteifigkeit der Schutzkonstruktion erwirkt. Der Ausbildung der Eckpunkte und deren Verstärkung durch möglichst große Knotenbleche ist besondere Aufmerksamkeit zuzuwenden.

Eine eigenartige und in ihrer Art besonders zweckmäßige Möglichkeit des Ausbaus bestehender Räume als Schutzräume bietet die Verwendung von Stahllamellen[2]), die in seitlicher Anlehnung an die Schutzraumwände ein Gewölbe von großer Tragfähigkeit bilden. Je nach den örtlichen Verhältnissen sind die Stoßfugen der Lamellen mit einer elastischen Masse gasdicht abzuschließen. Die Stirnwände des Stahlgewölbes erhalten durch sorgfältiges Vermauern einen kampfstoffsicheren Abschluß.

Die vorstehenden Ausführungen beschränken sich bewußt auf die Durchführung von Luftschutzmaßnahmen bei bestehenden Gebäuden. Bei Neubauten werden sich in der Regel technisch vorteilhaftere und besser befriedigende Lösungen finden lassen. Doch gelten auch für sie die anfangs angeführten vermehrten Forderungen an das Tragvermögen der Deckenkonstruktion.

Ing. W. Peres,
Gruppenleiter und Inspekteur des Ausbildungswesens im Präsidium des Reichsluftschutzbundes, Berlin.

[2]) Vgl. Ztrlbl. d. Bauv. 1935, Heft 23.

INHALT: Ein Aufstellmast für schwere Lasten und weite Ausladung. — Ausbeulen von Bindeblechen. — Verschiedenes: Verstärkungsmaßnahmen für Schutzraumdecken.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 9.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Schriftleitung:
Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernsprecher: C 1 Steinplatz 0011
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernsprecher: Breslau 421 61

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

8. Jahrgang | BERLIN, 6. Dezember 1935 | Heft 25

Der Einfluß der Querschnittsform auf das Tragvermögen außermittig gedrückter Baustahlstäbe.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. Dr.-Ing. **Ernst Chwalla**, Brünn.

1. Allgemeines.

In einer in dieser Zeitschrift erschienenen Abhandlung[1]) wurde gezeigt, wie das Problem der Tragfähigkeit außermittig gedrückter Baustahlstäbe im Anschluß an die Gedankengänge Th. v. Kármáns einer baupraktisch verwertbaren Lösung zugeführt werden kann. Die Untersuchung beschränkte sich hierbei auf Stäbe mit Rechteckquerschnitt, bedarf also noch der Erweiterung auf Stäbe mit den im Stahlbau üblichen Profilformen. Dieser Ergänzung sind die folgenden Ausführungen gewidmet; es sollen Lösungen des Gleichgewichtsproblems für außermittig gedrückte Baustahlstäbe aus Walzprofilen entwickelt und aus den gefundenen Ergebnissen Schlüsse auf die praktische Bemessung derartiger Stäbe gezogen werden.

Die der allgemeinen Theorie zugrunde liegenden, im zweiten Abschnitt der genannten Abhandlung angeführten Voraussetzungen bleiben auch im weiteren in Geltung; die Festlegung der spezifischen Dehnung ε der einzelnen „Stabfasern" erfolgt hiernach im Sinne der Bernoullischen Hypothese, und die Bestimmung der Faserspannungen σ (von denen wir voraussetzen, daß sie ausschließlich von der örtlichen Dehnung ε abhängen) wird mit Hilfe eines analytisch oder graphisch gegebenen Gesetzes $\sigma = \varphi(\varepsilon)$ durchgeführt, das wir das „zugrunde gelegte Formänderungsgesetz" nennen[2]). Das Ziel unserer Untersuchung ist die Festlegung des Einflusses, den die Querschnittsform als solche (vom rein geometrischen Standpunkt betrachtet) auf das Tragvermögen des Stabes nimmt. Diese Einschränkung ermöglicht uns, zu den genannten Voraussetzungen noch die eine hinzuzufügen, daß bei der Bestimmung der Tragfähigkeit sekundäre Instabilitätserscheinungen (Ausbeulen, Auskippen, Ausknicken) in den dünnwandigen, unter Umständen stark plastizierten Stabelementen grundsätzlich unberücksichtigt zu bleiben haben. Die gefundenen kritischen Lasten stellen dann allerdings bloß Vergleichswerte hinsichtlich des Einflusses der Profilform vor und sind als obere Grenzwerte des Tragvermögens aufzufassen, die praktisch nur dann erreicht werden können, wenn der in die Rechnung eingeführte funktionale Zusammenhang zwischen dem Angriffsmoment und der örtlichen Achsenkrümmung keine störende Beeinflussung durch ein lokales Ausbeulen, Auskippen oder Ausknicken erfährt.

Untersuchen wir nun im Rahmen dieser Voraussetzungen einen auf Biegung und Axialdruck beanspruchten Baustahlstab vom Querschnitt F, dann können wir (da wir das Zusammenfallen der Momenten- und der Ausbiegungsebene voraussetzten) für einen gegebenen Wert der Axialkraft N die in den einzelnen Stabquerschnitten auftretenden Normalspannungsverteilungen festlegen und zu jedem Wert des angreifenden Biegemoments M_a den eindeutig zugeordneten Betrag der örtlichen Achsenkrümmung $1/\varrho$ ermitteln. Die Kurve, die die Verteilung der Normalspannungen längs der Querschnittshöhe h bestimmt, ist hierbei affin verwandt mit der „zugrunde gelegten Formänderungskurve" und die resultierende Kraft der Biegespannungen ist Null; das resultierende Moment dieser Biegespannungen stimmt mit dem auf die Querschnitts-Hauptachse bezogenen Moment der gesamten Normalspannungsverteilung überein und beträgt im Gleichgewichtszustand $M_i = M_a$. Die Wertepaare M_i, $1/\varrho$, die wir auf diese Weise für einen Parameter N gewinnen, stellen die Koordinaten von Punkten der Kurve $1/\varrho = \Psi(M)$ („ϱ-M-Kurve") vor; diese Kurve legt, da wir mit Rücksicht auf die relative Kleinheit der untersuchten Stabausbiegungen $y = f(x)$ einfach $\frac{1}{\varrho} \approx -\frac{d^2y}{dx^2}$ und $N \approx P$ setzen dürfen, unmittelbar die Differentialbeziehung $-\frac{d^2y}{dx^2} = \Psi(M)$ fest, deren Integration auf die unter der Druckkraft P ausgebildeten Gleichgewichtsfiguren des Stabes führt.

Der Verlauf der ϱ-M-Kurven hängt von der Größe und Lage der einzelnen Teilresultanten der Normalspannungen, somit auch von der Form der auf der Biegedruck- und Biegezugseite gelegenen Querschnittsteile ab. Wir fassen zweckmäßigerweise die im Stahlbau üblichen Stabquerschnittsformen zu „Profilklassen" zusammen und wählen für die diesen Profilklassen zugeordneten Grundformen idealisierte, aus schmalen Rechtecken zusammengesetzte Profile. Ohne auf Vollständigkeit Anspruch zu erheben, sollen im weiteren sechs derartige Profilklassen unterschieden werden, denen die im Bild 1 dargestellten Grundformen zugehören. Die Klassen II und III, die sich einzig durch die Lage des Angriffspunktes der Druckkraft P unterscheiden, umfassen mit mehr oder weniger guter Annäherung die Winkel-, ⊏- und T-Profile sowie die aus zwei Winkeln zusammengesetzten Stäbe; zur Klasse IV gehören die Stäbe mit Kreuzquerschnitt, zur Klasse V die Stäbe mit I-Querschnitt und zur Klasse VI die I-Stäbe mit kräftig ausgebildeten Flanschen.

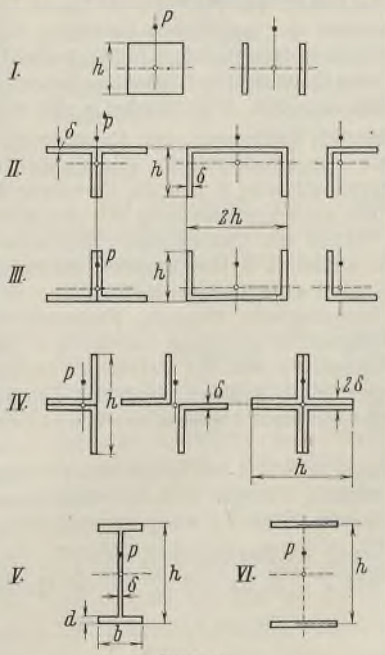


Bild 1.

Wir wollen für jede dieser sechs Profilklassen die ϱ-M-Kurve genau ermitteln, uns hierbei aber auf die Berücksichtigung der beiden Laststufen $\sigma_0 \equiv P/F = -1000$ und -1900 kg/cm² beschränken; für das „zugrunde gelegte Formänderungsgesetz" wählen wir das in der einleitend erwähnten Abhandlung verwendete, durch die Koordinaten der Arbeitslinie (Bild 2) festgelegte Gesetz, das sich auf einen Baustahl mit dem Elastizitätsmodul $E = 2\,210\,000$ kg/cm², der Proportionalitätsgrenze $\sigma_P = 1900$ kg/cm² und der Fließ-(Streck- bzw. Quetsch-)Grenze $\sigma_F = 2700$ kg/cm² bezieht[3]). Mit

[1]) Stahlbau 1934, S. 161, 173 u. 180.

[2]) Unsere Voraussetzungen werden durch die Ergebnisse von Versuchen gestützt, die F. Rinagl an der Versuchsanstalt der Technischen Hochschule Wien mit Augenstäben und verschieden geformten Probebalken aus Stahl durchführte. Die Versuche zeigten, daß das Vordringen der Plastizierung nicht quantenhaft, sondern stetig erfolgt (über die Bedeutung dieser Frage im Rahmen unserer Untersuchungen vgl. J. Fritsche, Stahlbau 1935, S. 137) und daß das Gesetz $\sigma = \varphi(\varepsilon)$ im Wesen mit dem Formänderungsgesetz bei einachsiger, statischer Zug-Druckbeanspruchung übereinstimmt. Hingegen wird die Zulässigkeit der Bernoullischen Hypothese bei der plastischen Biegung von Balken mit I-Querschnitt durch die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen von F. Stüssi u. C. F. Kollbrunner (Bautechn. 1935, S. 264) in Frage gestellt.

[3]) Für Stäbe aus ideal-plastischem Material, dessen Formänderungsgesetz durch die Angabe von E und σ_F schon vollständig beschrieben ist, wurde der Einfluß der Querschnittsform in Sonderfällen schon untersucht. K. Girkmann, Sitzungsber. d. Akad. d. Wiss. in Wien, IIa, 1931, S. 685, und F. Wachendorf, Beitrag zur Frage der Verformungen und der Bruchsicherheit, insbesondere von vollwandigen Zwei- und Dreigelenkbogen . . ., Dissertation T. H. Braunschweig 1933, haben den inneren Widerstand idealisierter I-Stäbe im Belastungsfall „Druck + Biegung" analytisch festgelegt, und A. Eggenschwyler, Die Knickfestigkeit von Stäben aus Baustahl, Selbstverlag, Schaffhausen 1935, hat eine Näherungslösung für die Tragfähigkeit außermittig gedrückter Stäbe mit Walzquerschnitt entwickelt und graphisch dargestellt.

Hilfe der ϱ-M-Kurven sind dann für die untersuchten Stäbe (die beiderseits gelenkig gelagert und durch die außermittig mit den Hebelarmen p wirkende Druckkraft P belastetet sind) die Scharen der Gleichgewichtsfiguren zu berechnen und zur Bestimmung der Kurven $\lambda_{Gl} = \Phi\left(\frac{y_0}{h}\right)$ („λ_{Gl}-y_0-Kurven") zu verwerten. Die punktweise Darstellung dieser Kurven wurde im Rahmen der einleitend genannten Abhandlung[1]) schon ausführlich geschildert, so daß wir uns im weiteren auf die Mitteilung der Ergebnisse (Bild 4a, b bis 9a, b) beschränken können[4]). Jede dieser Kurven bezieht sich auf

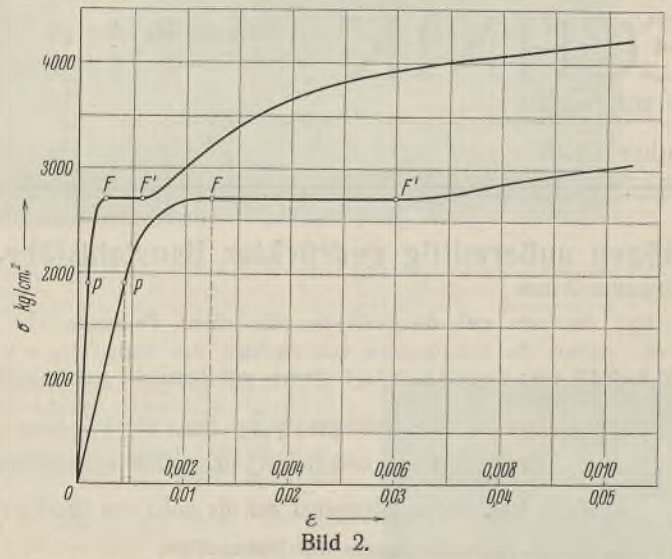


Bild 2.

eine bestimmte Profilform, Laststufe und Angriffsexzentrizität und legt den funktionalen Zusammenhang fest, der zwischen der monoton anwachsenden Stabausbiegung y_0 und der „Gleichgewichtsschlankheit" $\lambda_{Gl} = L/i$ (Schlankheitsgrad jenes Stabes, der unter der gegebenen Belastung die Ausbildung eines Gleichgewichtszustandes widerspruchsfrei zuläßt) besteht; L bedeutet hierbei die Stablänge, i den Querschnitts-Trägheitshalbmesser und y_0 die in der Stabmitte gemessene (aus dem Angriffshebel p und der Scheitelausbiegung y_0 zusammengesetzte) Entfernung des Querschnittsschwerpunktes von der Wirkungslinie der Druckkraft P. Die Größen i und p sind ebenso wie auch die Querschnittshöhe h und die Kernweite k in der Momentenebene zu messen, die nach Voraussetzung mit der Ausbiegungsebene zusammenfällt. Bei Stäben mit Querschnitten, die keine auf der Ausbiegungsebene senkrecht stehende Symmetrieachse besitzen (vgl. die Profilklasse II), haben wir zwei verschiedene Kernweiten, die „verschränkt gemessene" (auf der Biegezugseite liegende) Kernweite k und die auf der Seite des Kraftangriffspunktes gelegene Kernweite k' zu unterscheiden. Hinsichtlich der Dimensionen und der Vorzeichen ist zu beachten, daß Kräfte in kg und Längen in cm gemessen und daß Druckspannungen sowie spezifische Verkürzungen durch ein negatives Vorzeichen gekennzeichnet werden.

Die oberen Randkurven der Scharen in Bild 4 bis 9, die sich auf den Fall des mittigen Kraftangriffes beziehen, zweigen von den Ordinatenachsen mit waagerechter Tangente in der Höhe $\lambda_{Gl} = \lambda_k$ ab, wobei λ_k (die sogenannte „Knickschlankheit") durch die Beziehung $\lambda_k = \pi\sqrt{T/-\sigma_0}$ festgelegt wird. Für $\sigma_0 = P/F \leq \sigma_P$ gilt $T = E$, so daß λ_k von der Querschnittsform unabhängig ist; demgemäß wird in Bild 4a bis 9a die gleiche Ordinate $\lambda_k = 147{,}7$ und in Bild 4b bis 9b die Ordinate $\lambda_k = 107{,}1$ erhalten. Die übrigen Kurven der Scharen Bild 4 bis 9 beziehen sich auf den Fall des außermittigen Kraftangriffes und sind nach dem „Hebelmaß" p/k oder p/i geordnet. Den mehr oder weniger ausgeprägten Extremstellen dieser Kurven sind die „kritischen" Wertegruppen $(\sigma_0, \lambda, p, y_0)_{kr}$ zugeordnet, die die kritischen Gleichgewichtszustände (die oberen Grenzen des Tragvermögens)[5]) bestimmen; nach der geringsten gewaltsamen Vermehrung eines dieser Werte biegt sich der Stab bei unveränderter Last in beschleunigtem Maße immer mehr aus, bis er eine Abstützung von außen erfährt. Die gestrichelt eingezeichnete Verbindungslinie der Extremstellen zerfällt in der Regel in zwei getrennte Äste, so daß wir zwei Arten von Extremen, die Maxima erster und zweiter Ordnung, unterscheiden müssen. In den Bildern 4 bis 9 wurden strichpunktiert auch die Kurven $\lambda_{kr} = f(p/h)$ eingetragen, die den Abfall der kritischen Gleichgewichtsschlankheit $\lambda_{kr} \equiv \max \lambda_{Gl}$ bei zunehmender Angriffsexzentrizität erkennen lassen; die Abszissen p/h sind hierbei im Maßstab der y_0/h zu messen.

Um die größten, im ausgebogenen Stab auftretenden Randspannungen leicht abschätzen zu können, wurden in den Bildern 4 bis 9 die Grenzgerade H des Hookeschen Bereiches, das „Quetschintervall" Qu und das „Streckintervall" St eingetragen. Kurvenpunkte, die links von H liegen, sind Gleichgewichtszuständen zugeordnet, in denen die größte Druckspannung (d. i. die im Scheitelquerschnitt des ausgebogenen Stabes auftretende Randdruckspannung) noch unterhalb der Proportionalitätsgrenze $\sigma_P = -1900$ kg/cm² gelegen ist; Kurvenpunkte, deren Abszissen in das Quetsch- oder Streckintervall fallen, gehören Gleichgewichtszuständen an, in denen die im Scheitelquerschnitt des ausgebogenen Stabes auftretende Randdruck- bzw. Randzugspannung den Quetsch- bzw. Streckbereich (Bereich FF' in Bild 2) durchläuft. Die Darstellung der λ_{Gl}-y_0-Kurven wurde abgebrochen, wenn die Randzugspannung den nahe der statischen Zugfestigkeit des Baustahls gelegenen Wert $\sigma_z = +4000$ kg/cm² erreicht; in den Bildern 4 bis 9 ist außer dem größten, noch berücksichtigten Randzugspannungswert auch der im selben Scheitelquerschnitt auftretende Maximalwert der Randdruckspannung angegeben worden.

2. Die Profilklasse I.

Die systematische Bestimmung der Wertepaare $M_i/b\,h^2$ und h/ϱ, die den Parameterwerten $\sigma = P/F$ bei außermittig gedrückten Baustahlstäben mit dem Rechteckquerschnitt $F = b\,h$ zugeordnet sind, wurde schon im Rahmen der einleitend genannten Abhandlung[1]) geschildert. Da der Angriffshebel der Druckkraft $P = \sigma_0\,b\,h$ in einem Querschnitt des ausgebogenen Stabes die Größe $y = y + p$ besitzt, muß $M_i = M_a = -Py = -\sigma_0\,b\,h^2\,(y/h)$ sein, so daß wir an Stelle von $M_i/b\,h^2$ unmittelbar die Größe $-\sigma_0\,(y/h)$ einführen können. Die auf diese Weise

[4]) Bei der Durchführung der recht umfangreichen Rechenarbeiten wurde der Verfasser von den Herren Dr. L. Seltenhammer, Dr. F. Günste und Ing. H. Klose in Wien sowie den Herren Dr. W. Joscht und Ing. A. Novak in Brünn in dankenswerter Weise unterstützt.

[5]) Das Problem gehört zu den „Stabilitätsproblemen ohne Gleichgewichtsverzweigung" und stellt zum Unterschied von den „Stabilitätsproblemen mit Gleichgewichtsverzweigung" ein Maximalproblem vor. Wir suchen hier die größte Last $P_{kr} = \max P_{Gl}$, die unter den gegebenen Verhältnissen noch ein Gleichgewicht zuläßt; bestimmen wir diese Last nur näherungsweise, indem wir an Stelle der genauen Gleichgewichtsfigur eine Näherungskurve in die Rechnung einführen, dann erhalten wir einen grundsätzlich zu kleinen Näherungswert, da der angenommene Biegelinienverlauf nicht der günstigste ist. Im Rahmen der zweitgenannten Problemgruppe suchen wir hingegen die kleinste Last, unter der eine Gleichgewichtsverzweigung eintreten kann; bestimmen wir diese Last nur näherungsweise, indem wir die genaue Gleichgewichtsfigur durch eine Näherungskurve ersetzen, dann erhalten wir einen grundsätzlich zu großen Näherungswert, da der angenommene Biegelinienverlauf nicht der ungünstigste ist.

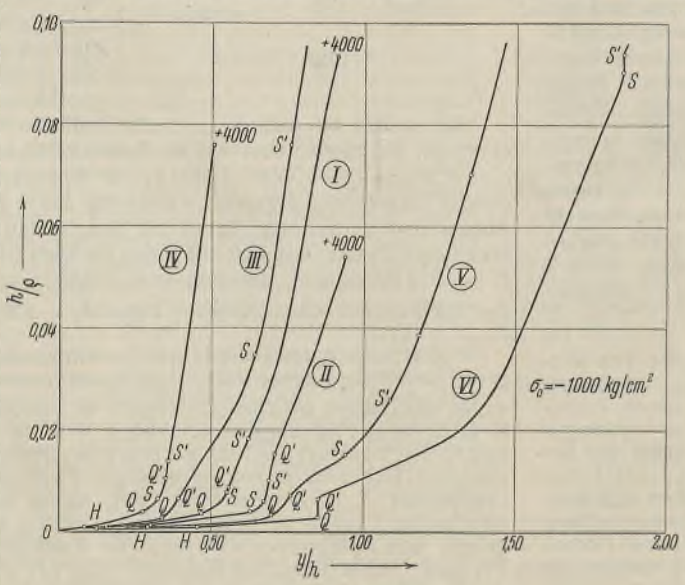


Bild 3a.

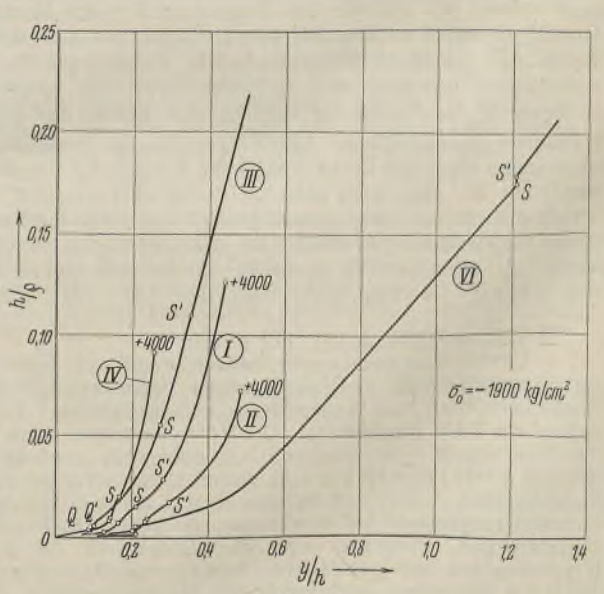


Bild 3b.

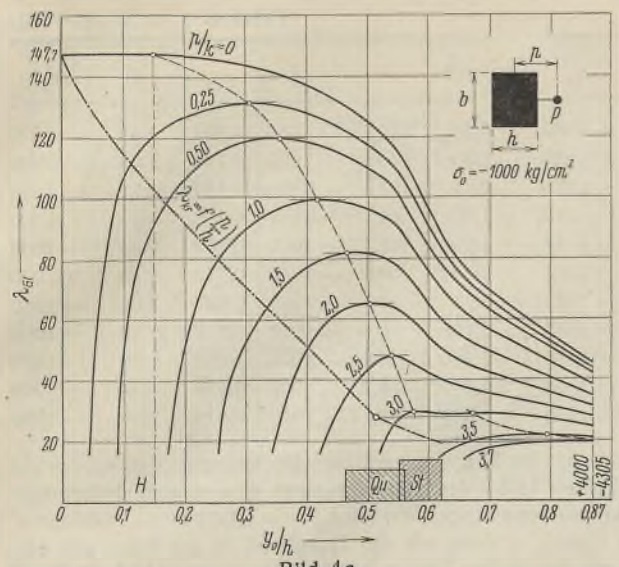


Bild 4a.

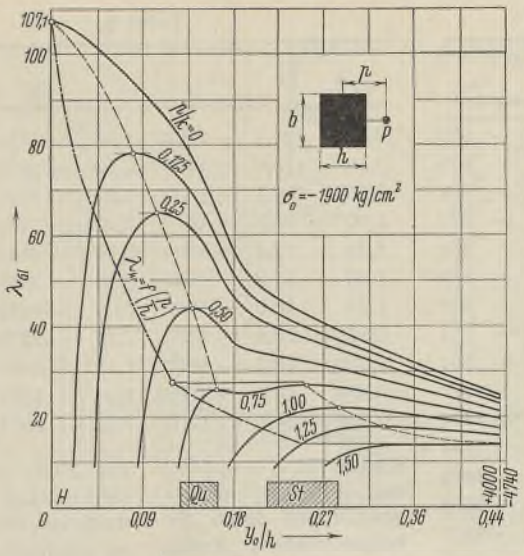


Bild 4b.

gewonnenen Kurven $\frac{h}{\varrho}=\Psi_1\left(\frac{y}{h}\right)$ (im weiteren kurz „ϱ-y-Kurven" genannt) sind für die beiden Laststufen $\sigma_0 \equiv P/F = -1000$ und -1900 kg/cm² in Bild 3a bzw. 3b eingetragen und durch die beigeschriebene Profilklassen-Nummer I gekennzeichnet worden; die Punkte Q und Q' dieser Kurven sind jenen Normalspannungsverteilungen zugeordnet, deren biegedruckseitige Randspannung den Anfangs- bzw. Endpunkt des Quetschbereiches (Punkt F bzw. F' in Bild 2) erreicht, während sich die Kurvenpunkte S und S' sinngemäß auf den Streckbereich, also auf die biegezugseitige Randspannung beziehen. Die mit Hilfe dieser ϱ-y-Kurven berechneten λ_{G1}-y_0-Kurven sind in Bild 4a und 4b dargestellt und nach dem Hebelmaß $p/k = 6\,p/h$ geordnet worden. Die Ordinaten der Extremstellen dieser Kurven liefern im Fall $\sigma_0 = -1000$ kg/cm² für $p/k = 0{,}25$, 0,50, 1,0, 1,5, 2,0, 2,5, 3,0, 3,5, 3,7 der Reihe nach die kritischen Werte des Schlankheitsgrades $\lambda_{kr} \equiv \max \lambda_{G1} = 131{,}2,\ 119{,}7,\ 99{,}3,\ 81{,}4,\ 64{,}7,\ 47{,}5,\ 29{,}3,\ 21{,}0,\ (19{,}0)$ und im Fall $\sigma_0 = -1900$ kg/cm² für $p/k = 0{,}125,\ 0{,}25,\ 0{,}50,\ 0{,}75,\ 1{,}00,\ 1{,}25,\ 1{,}50$ der Reihe nach $\lambda_{kr} = 78{,}1,\ 65{,}0,\ 44{,}0,\ 26{,}8,\ 21{,}9,\ (17{,}7)$ und $(14{,}0)$; die letzten dieser Werte sind eingeklammert, um anzudeuten, daß die eindimensionale Theorie bei derartig kleinen Schlankheitsgraden nur mehr mit grober Annäherung gültig ist.

Außer den beiden Laststufen $\sigma_0 = -1000$ und -1900 kg/cm² wurde bei Stäben mit rechteckigen Querschnitten auch noch eine Reihe anderer Laststufen in Rücksicht gezogen und die vollständige Lösung des Gleichgewichtsproblems entwickelt. Zur bequemen praktischen Verwertung wurde diese Lösung in Form einer Tafel (Tafel II der einleitend genannten Abhandlung)[1]) dargestellt, welche die nach dem Schlankheitsgrad $\lambda \equiv L/i$ und dem Hebelmaß p/k geordneten Verhältniszahlen $\beta \equiv \sigma_k/\sigma_{kr}$ enthält; σ_{kr} stellt hierbei die „kritische mittlere Druckspannung" vor (d. i. jener Wert $\sigma_0 \equiv P/F$, der zusammen mit dem gegebenen λ, p/k und dem für die Bemessung bedeutungslosen Wert y_0 eine „kritische Wertegruppe" bildet) und σ_k bedeutet die Euler-Kármánsche Knickspannung desselben Stabes bei mittig gedachtem Kraftangriff. Solange wir ausschließlich Stäbe derselben Profilklasse I in Betracht ziehen, können wir bei der Festlegung des Hebelmaßes an Stelle von k ebensogut auch einen anderen Querschnittsfestwert, z. B. den Trägheitshalbmesser $i = h/\sqrt{12}$, als Bezugsgröße einführen; wir haben dann die λ_{G1}-y_0-Kurven und die β-Tafel nach dem Parameter p/i zu ordnen und erhalten damit die in dieser Zeitschrift 1935, S. 122, auszugsweise wiedergegebene Tafel. Im folgenden soll die für Stäbe der Profilklasse I geltende Problemlösung kurz als „Grundlösung", die früher erwähnte β-Tafel als „Tafel A" und die zuletzt genannte β-Tafel als „Tafel B" bezeichnet werden.

3. Die Profilklasse II.

Wir untersuchen einen außermittig gedrückten Baustahlstab, der hinsichtlich der Querschnittsform und der Lage des Kraftangriffspunktes dem Fall IIa in Bild 1 entspricht. Die Stärke der Winkelschenkel wollen wir mit $\delta = h/10$ festsetzen, so daß die Querschnittsfläche $F = 0{,}38\,h^2$, der Schwerpunktsabstand $e = 0{,}287\,h$, das Trägheitsmoment $J = 0{,}035\,97\,h^4$, der Trägheitshalbmesser $i = 0{,}3077\,h$, die „verschränkt gemessene" Kernweite $k = 0{,}3298\,h$ und die auf der Biegedruckseite gemessene Kernweite $k' = 0{,}1328\,h$ beträgt. Die Gültigkeitsgrenze des Hookeschen Formänderungsgesetzes $\sigma = E\,\varepsilon$, innerhalb deren die Beziehung $\frac{h}{\varrho} = \frac{h\,M_a}{EJ} = -\frac{P\,h\,y}{EJ} = \left(-\frac{h^2\,\sigma_0}{i^2\,E}\right)\frac{y}{h}$ Geltung besitzt, wird erreicht, wenn das Biegemoment die Größe $M_a = M_i = (1900 + \sigma_0)\,J/e$ annimmt. Außerhalb des Hookeschen Bereiches kann die Bestimmung der einem gewählten Parameter $\sigma_0 \equiv P/F$ zugeordneten Wertepaare y/h, h/ϱ mit Hilfe der „zugrunde gelegten Formänderungskurve" erfolgen, die wir zu diesem Zweck für Druck und Zug in einem bestimmten Maßstab (z. B. 1 cm $= \mu$ kg/cm² als Spannung und 1 cm $= \nu$ als spezifische Längenänderung) darstellen. In dieses Diagramm tragen wir die waagerechte Gerade „$\sigma_d = \sigma_0$" ein, durch die die Normalspannungen σ_d, σ_z in die gleichmäßig verteilte „mittlere Druckspannung" σ_0 und in die Biegespannungen σ_{bd}, σ_{bz} zerlegt werden; alle aus dem Diagramm entnommenen Größen wollen wir zur Wahrung der Übersichtlichkeit durch einen beigefügten Strich kennzeichnen.

Zur Gewinnung einer widerspruchsfreien Normalspannungsverteilung haben wir eine Abszissenstelle ε_z' zu wählen, die Resultierende Z der Biegezugspannungen zu berechnen und eine Abszissenstelle ε_d' durch Probieren so zu bestimmen, daß die Gleichgewichtsbedingung $\int_F \sigma_b\,dF = Z + D = 0$ befriedigt wird. Bei der Ermittlung von Z und D aus den in cm² gemessenen Biegezug- und Biegedruckspannungsflächen Φ'_{bz}, Φ'_{bd} des Diagramms müssen wir auf die sprungweise Änderung der Querschnittsbreite Rücksicht nehmen. Da nun im Rahmen der geschilderten Affinität zwischen der Normalspannungsverteilung und der Formänderungskurve der Höhe h des Querschnitts das in cm gemessene Abszissenintervall $h' = \varepsilon_z' - \varepsilon_d'$ zugeordnet ist, entspricht der Schenkeldicke $\delta = h/10$, innerhalb deren die Querschnittsbreite auf den zehnfachen Betrag springt, im Diagramm die Strecke $\delta' = h'/10$. Bezeichnen wir den über dieser Strecke liegenden Teil der Biegedruckspannungsfläche mit Φ_1' und den Rest mit $\Phi_2' = \Phi'_{bd} - \Phi_1'$, dann muß die Stelle ε_d' offenbar so gewählt werden, daß $(10\,\Phi_1' + \Phi_2') - \Phi'_{bz} = 0$ wird. Ist auf diese Weise eine Normalspannungsverteilung im Diagramm festgelegt, dann ermitteln wir die Entfernungen e_1', e_2' und e'_{bz} der Schwerpunkte der drei Teilflächen von der Biegespannungs-Nullinie (deren Lage durch den Schnittpunkt der Formänderungskurve mit der waagerechten Geraden „$\sigma_d = \sigma_0$" bestimmt ist) und berechnen das resultierende Moment der Biegespannungen im Stabquerschnitt $M_i = h^3\left(10\,\Phi_1'\,e_1' + \Phi_2'\,e_2' + \Phi'_{bz}\,e'_{bz}\right)\frac{\mu}{5\,(h')^2}$.

Wenn wir nun noch die zweite Gleichgewichtsbedingung $M_i + P\,y = M_i + 0{,}38\,\sigma_0\,h^3\,(y/h) = 0$ in Rücksicht ziehen, gewinnen wir aus diesem Moment die Verhältniszahl $\frac{y}{h} = -\frac{1}{0{,}38\,\sigma_0}\cdot\frac{M_i}{h^3}$, der ein Maß der örtlichen Achsenkrümmung zugeordnet ist, das sich mit Rücksicht auf die relative Kleinheit der Stabausbiegungen unmittelbar aus der Beziehung $h/\varrho = \varepsilon_z - \varepsilon_d = \nu\,h'$ ergibt. Für verschieden gewählte Abszissenstellen ε_z' erhalten wir verschiedene Wertepaare y/h, h/ϱ, die alle demselben Parameter $\sigma_0 \equiv P/F$ zugehören und die Koordinaten von Punkten der ϱ-y-Kurve bestimmen. In Bild 3a und 3b sind diese

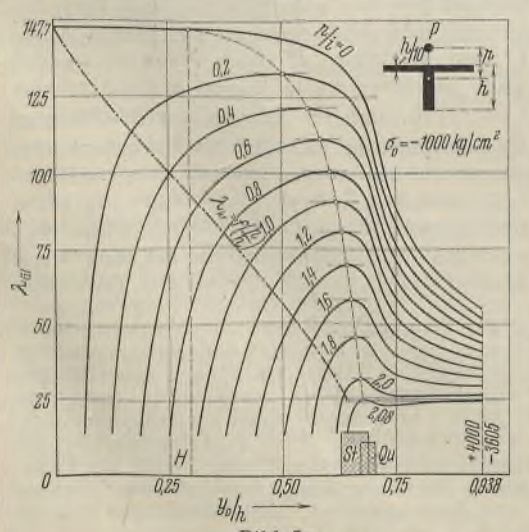


Bild 5a.

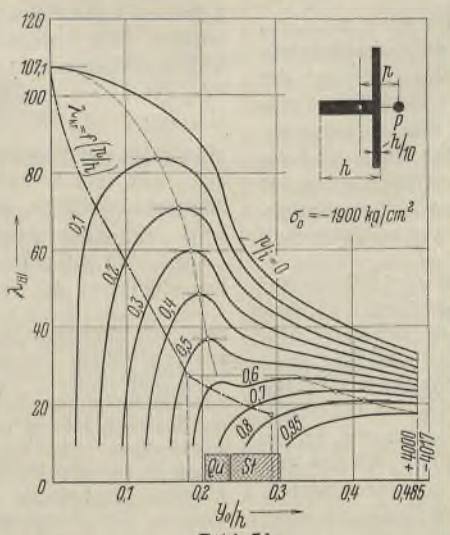


Bild 5b.

Tafel a.

p/i	λ	σ_{kr}	β	$\bar{\sigma}_k$	$\bar{\sigma}_{kr}$
0,2	132,9	— 1000	1,30	— 1235	— 950
0,4	121,4	— 1000	1,61	— 1479	— 919
0,6	110,9	— 1000	1,97	— 1773	— 902
0,8	100,4	— 1000	2,28	— 2004	— 879
1,0	90,3	— 1000	2,49	— 2140	— 859
1,2	80,3	— 1000	2,66	— 2259	— 849
1,4	69,4	— 1000	2,80	— 2374	— 848
1,6	57,7	— 1000	2,91	— 2480	— 851
1,8	45,0	— 1000	2,99	— 2574	— 861
2,0	31,3	— 1000	3,01	— 2641	— 877
0,1	83,5	— 1900	1,29	— 2223	— 1723
0,2	70,7	— 1900	1,41	— 2360	— 1674
0,3	59,6	— 1900	1,50	— 2464	— 1643
0,4	48,4	— 1900	1,54	— 2552	— 1658
0,5	37,0	— 1900	1,56	— 2616	— 1677

Tafel b.

p/k	λ	σ_{kr}	β	σ_k	$\bar{\sigma}_{kr}$
0,25	128,7	— 1000	1,28	— 1319	— 1030
0,50	114,0	— 1000	1,59	— 1678	— 1055
0,75	100,1	— 1000	1,87	— 2010	— 1075
1,00	86,6	— 1000	2,02	— 2186	— 1082
1,25	72,7	— 1000	2,10	— 2343	— 1116
1,50	57,2	— 1000	2,13	— 2484	— 1166
1,75	40,0	— 1000	2,09	— 2601	— 1244
0,125	78,9	— 1900	1,24	— 2275	— 1835
0,250	63,2	— 1900	1,30	— 2431	— 1870
0,375	48,2	— 1900	1,33	— 2552	— 1918
0,500	33,1	— 1900	1,32	— 2634	— 1995

Tafel c.

p/k	λ	σ_{kr}	$\varphi_{gü}$	β	$\bar{\sigma}_{kr}$
0,25	128,7	— 1000	0,794	1,32	— 1000
0,50	114,0	— 1000	0,784	1,68	— 1000
0,75	100,1	— 1000	0,784	2,01	— 1000
1,00	86,6	— 1000	0,784	2,19	— 1000
1,25	72,7	— 1000	0,764	2,34	— 1000
1,50	57,2	— 1000	0,712	2,48	— 1000
1,75	40,0	— 1000	0,667	2,60	— 1000
0,125	78,9	— 1900	1,158	1,20	— 1900
0,250	63,2	— 1900	1,100	1,28	— 1900
0,375	48,2	— 1900	0,958	1,34	— 1900
0,500	33,1	— 1900	0,819	1,39	— 1900

Kurven für $\sigma_0 = -1000$ und -1900 kg/cm² dargestellt und durch die beigeschriebene Profilklassen-Nummer II gekennzeichnet worden. Mit ihrer Hilfe können wir auf dem Umweg über die Gleichgewichtsfiguren die Scharen der λ_{Gl}-y_0-Kurven gewinnen, die in Bild 5a und 5b nach dem Hebelmaß p/i geordnet sind und deren Extremstellen im Fall $\sigma_0 = -1000$ kg/cm² für $p/i = 0{,}2,\ 0{,}4,\ 0{,}6,\ 0{,}8,\ 1{,}0,\ 1{,}2,\ 1{,}4,\ 1{,}6,\ 1{,}8,\ 2{,}0,\ 2{{,}}08$ der Reihe nach die kritischen Schlankheitsgrade $\lambda_{kr} \equiv \max \lambda_{Gl} = 132{,}9,\ 121{,}4,\ 110{,}9,\ 100{,}4,\ 90{,}3,\ 80{,}3,\ 69{,}4,\ 57{,}7,\ 45{,}0,\ 31{,}3,\ 24{,}2$ und im Fall $\sigma_0 = -1900$ kg/cm² für $p/i = 0{,}1,\ 0{,}2,\ 0{,}3,\ 0{,}4,\ 0{,}5,\ 0{,}6,\ 0{,}7,\ 0{,}8,\ 0{,}95$ der Reihe nach $\lambda_{kr} = 83{,}5,\ 70{,}7,\ 59{,}6,\ 48{,}4,\ 37{,}0,\ 26{,}9,\ 23{,}4,\ 20{,}7$ und $(17{,}4)$ ergeben; der letzte dieser Werte wurde wieder eingeklammert, um anzudeuten, daß bei derartig kleinen Schlankheitsgraden die eindimensionale Theorie nur mehr grobe Näherungswerte zu liefern vermag.

Wären die λ_{Gl}-y_0-Kurven auch noch für verschiedene andere Laststufen bekannt, dann könnten wir eine vollständige Lösung des Problems entwickeln und (ähnlich, wie wir es bei der Profilklasse I geschildert haben) in Form einer Tafel der Abminderungszahlen $\beta \equiv \sigma_k/\sigma_{kr}$ festlegen. Stellen wir uns jedoch auf den Standpunkt, daß die Vorschreibung eigener β-Tafeln für jede einzelne Profilklasse in der Praxis als unerträgliche Belastung empfunden wird und ein Abschätzungsverfahren den Vorzug verdient, bei dem für alle Profilklassen die gleichen β-Werte Verwendung finden, dann müssen wir versuchen, die für die einzelnen Profilklassen geltenden strengen Lösungen auf eine gemeinsame Lösung zurückzuführen, für die wir (da die Ermittlung der ϱ-y-Kurven für Stäbe mit rechteckigen Querschnitten den geringsten Arbeitsaufwand erfordert) die im 2. Abschnitt geschilderte „Grundlösung" wählen wollen. Für diesen Versuch stehen uns, wenn wir von der Einführung „ideeller Schlankheitsgrade" absehen, bloß zwei Wege offen: Wir können bei der Festlegung des Hebelmaßes von den zur Verfügung stehenden Querschnitts-Festwerten $h,\ i,\ k,\ k'$ jenen als Bezugsgröße für den Angriffshebel p wählen, dessen Einführung die beste Übereinstimmung der strengen Lösung mit der „Grundlösung" gewährleistet, oder aber wir entscheiden uns für eine bestimmte Bezugsgröße (am besten für die verschränkt gemessene Kernweite k) und versehen sie mit einem Korrekturbeiwert φ, den wir für jede Profilklasse zweckmäßig festlegen. Zur Klärung dieser Fragen dient der in den Tafeln a bis o durchgeführte Lösungsvergleich, der allerdings nicht Anspruch auf Vollständigkeit erheben kann, da strenge Vergleichslösungen nur für zwei Laststufen ($\sigma_0 = -1000$ und -1900 kg/cm²) zur Verfügung stehen.

In den ersten drei Spalten der Tafel a sind die Kennwerte p/i, λ, σ_{kr} der in Bild 5a und 5b festgelegten kritischen Gleichgewichtszustände zusammengestellt worden, wobei auf die „Maxima zweiter Ordnung" der λ_{Gl}-y_0-Kurven keine Rücksicht genommen wurde. Die vierte Spalte enthält die Abminderungszahlen β, die wir für p/i und λ aus der schon erwähnten „Tafel B" entnehmen können, und in der fünften Spalte sind die Knickspannungen σ_k angegeben worden, die unter Berücksichtigung des Schlankheitsgrades λ, des Formänderungsgesetzes Bild 2 und der Querschnittsform nach der Theorie von Euler-Engeßer-Kármán[6]) zu berechnen sind. Die in der letzten Spalte angeführten Rechnungsgrößen $\bar{\sigma}_{kr} = \sigma_k/\beta$ stellen dann die mit Hilfe der „Grundlösung" gewonnenen Näherungswerte vor, die wir mit den strengen Werten $\sigma_{kr} = -1000$ bzw. -1900 kg/cm² zu vergleichen haben. Führen wir das Hebelmaß in der Form p/k ein, dann erhalten wir die in der Tafel b zusammengestellten Größen; die in der zweiten Spalte dieser Tafel angegebenen, den kritischen Gleichgewichtszuständen zugeordneten Schlankheitsgrade sind hierbei aus den in Bild 5a und 5b strichpunktiert eingetragenen Kurven $\lambda_{kr} = f(p/h)$ auf Grund der Beziehung $p/h = 0{,}3298\ p/k$ abgeleitet, und die in der vierten Spalte angeführten Abminderungszahlen β sind aus der „Tafel A" der Grundlösung entnommen worden.

Die nach Einführung des Hebelmaßes p/k noch bestehenden Abweichungen der Rechnungsgrößen $\bar{\sigma}_{kr}$ von den strengen Werten σ_{kr} können, wie wir aus der Tafel c entnehmen, auch durch die Einführung eines Korrekturbeiwertes φ nicht allgemein reduziert werden. In den ersten drei Spalten dieser Tafel sind wieder die aus Bild 5a und 5b abgeleiteten strengen Kennwerte der kritischen Gleichgewichtszustände zusammengestellt worden. Die vierte Spalte enthält die „günstigsten" Beiwerte $\varphi_{gü}$, mit denen wir die gewählte Bezugsgröße k multiplizieren müssen, um jenes ideelle Hebelmaß $p/\varphi\, k$ zu gewinnen, dessen Einführung in jedem Einzelfall die volle Übereinstimmung der Rechnungsgröße $\bar{\sigma}_{kr} = \sigma_k/\beta$ (vgl. die 5. und 6. Spalte der Tafel) mit dem strengen Wert σ_{kr} gewährleistet. Wie wir schon aus den wenigen in der Tafel c angegebenen Werten entnehmen können, scheitert die Festsetzung eines der Profilklasse zugeordneten, für sämtliche Laststufen σ_{kr} geltenden Korrekturbeiwertes φ an der großen Streuung, die die Einzelwerte $\varphi_{gü}$ zeigen.

4. Die Profilklasse III.

Wir untersuchen einen außermittig gedrückten Baustahlstab, der hinsichtlich seiner Querschnittsform und der Lage des Kraftangriffspunktes dem Fall IIIa in Bild 1 entspricht. Da der Querschnitt der gleiche ist wie im Fall IIa, gilt nach wie vor $F = 0{,}38\ h^2$, $e = 0{,}287\ h$, $J = 0{,}035\,97\ h^4$ und $i = 0{,}3077\ h$, während für die „verschränkt gemessene" Kernweite nunmehr $k = 0{,}1328\ h$ erhalten wird. Die Grenze des Hookeschen Bereiches, innerhalb dessen die Beziehung $\frac{h}{\varrho} = \frac{h\,M_a}{E\,J} = \left(-\frac{h^2\,\sigma_0}{i^2\,E}\right)\frac{y}{h}$ Geltung besitzt, wird erreicht, wenn das Biegemoment die Größe $M_a = M_i = \frac{J}{h - e}(1900 + \sigma_0)$ annimmt. Außerhalb dieses Bereiches können die einem gewählten Parameter $\sigma_0 \equiv P/F$ zugeordneten Wertepaare y/h, h/ϱ wieder mit Hilfe des Formänderungsdiagramms (Maßstab: 1 cm $= \mu$ kg/cm² Spannung und 1 cm $= \nu$ spezifische Dehnung) festgelegt werden. Wir kennzeichnen das untersuchte Spannungsbild durch die gewählte Abszissenstelle ε_d' und bestimmen ε_z' durch Probieren so, daß $^F\!\int \sigma_b\, dF = D + Z = 0$ wird. Markieren wir im Diagramm das Abszissenintervall $\delta' = h'/10 = (\varepsilon_z' - \varepsilon_d')/10$, das im Rahmen der geschilderten affinen Verwandtschaft der Schenkelstärke $\delta = h/10$ des Stabquerschnittes entspricht, und bezeichnen wir die über diesem Intervall gelegene Biegezugspannungsfläche mit Φ_2' und den Rest mit $\Phi_1' = \Phi_{bz}' - \Phi_2'$, dann wird die Gleichgewichtsbedingung $D + Z = 0$ erfüllt, wenn $\Phi_{bd}' - (\Phi_1' + 10\,\Phi_2') = 0$ ist. Haben wir das Spannungsbild auf diese Weise festgelegt und die Entfernungen e_{bd}', e_1' und e_2' der drei Teilflächen-

[6]) Es gilt $\sigma_k = \pi^2\,T/\lambda^2$, wobei der Knickmodul T für alle $\sigma_k \leq 1900$ kg/cm² einfach $T = E = 2\,210\,000$ kg/cm² beträgt. Im unelastischen Knickspannungsbereich hängt T vom Wert σ_k, vom Verlauf der Formänderungskurve und von der Querschnittsform ab. Wir erhalten, wie hier nicht näher ausgeführt werden kann, für jede der sechs Profilklassen eine bestimmte Kurve $T = \psi(\sigma_k)$ und können mit Hilfe dieser Kurve die Knickspannung für einen Stab gegebener Schlankheit leicht bestimmen, indem wir sie mit der Geraden $T = \lambda^2\,\sigma_k/\pi^2 = \psi_1(\sigma_k)$ zum Schnitt bringen und die Abszisse σ_k des Schnittpunktes ablesen. Für Stäbe mit Querschnitten, die keine auf der Ausknickungsebene senkrecht stehende Symmetrieachse besitzen, werden zwei verschiedene Werte T' und T'' gefunden, je nachdem wir annehmen, daß der Stab nach der (von der Querschnittsmitte aus beurteilten) „Schwerpunktseite" oder aber nach der entgegengesetzten Seite ausknickt. T' ist grundsätzlich kleiner als T'' und daher für die Bemessung eines frei ausknickenden Stabes maßgebend; demgemäß wurden auch alle in den Tafeln a bis e angegebenen unelastischen Knickspannungen mit Hilfe von T' berechnet. Eine Zusammenstellung der Werte T für die Profilklasse I und der Werte T' und T'' für die Profilklasse II, III befindet sich in der Abhandlung des Verfassers „Genaue Theorie der Knickung von Rahmenstäben", HDI-Mitteilungen (Hauptverein Deutscher Ingenieure), Brünn 1933, S. 175.

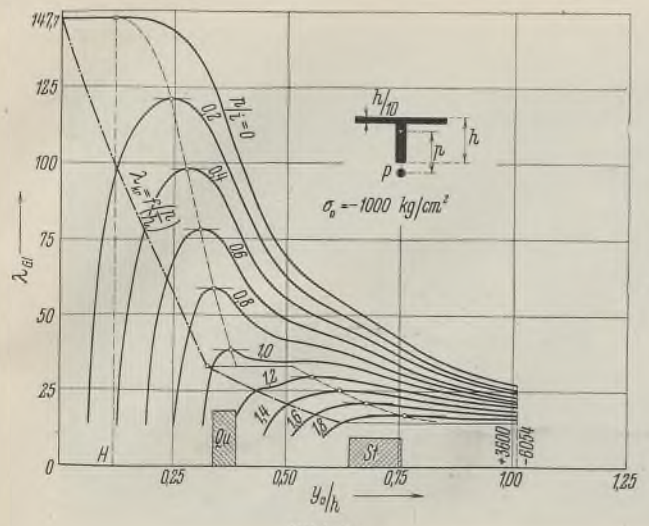


Bild 6a.

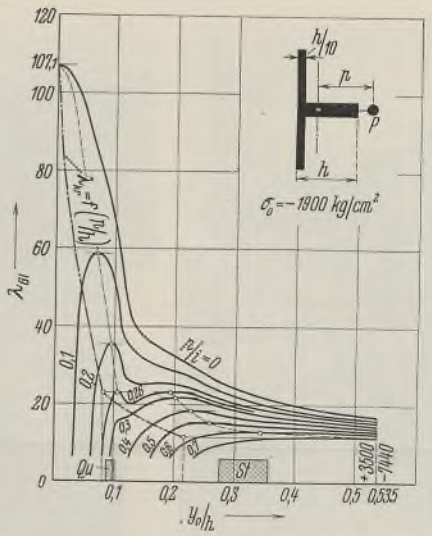


Bild 6b.

Schwerpunkte von der Biegespannungs-Nullinie ermittelt, dann können wir das Spannungsmoment $M_i = h^3 (\Phi'_{b\,d}\, e'_{b\,d} + \Phi_1'\, e_1' + 10\, \Phi_2'\, e_2') \frac{\mu}{5\,(h')^2}$ und daraus die gesuchte Größe $\frac{y}{h} = \frac{M_i}{-Ph} = -\frac{1}{0{,}38\,\sigma_0} \cdot \frac{M_i}{h^3}$ berechnen; das diesem Wert zugeordnete Maß der örtlichen Achsenkrümmung wird wieder aus der Beziehung $h/\varrho = \varepsilon_z - \varepsilon_d = \nu\, h'$ gewonnen.

Die für die Laststufen $\sigma_0 = -1000$ und -1900 kg/cm² gültigen ϱ-y-Kurven sind in Bild 3a bzw. 3b dargestellt und durch die beigeschriebene Profilklassen-Nummer III gekennzeichnet worden. Sie bilden die Grundlage für die Bestimmung der in Bild 6a bzw. 6b wiedergegebenen λ_{Gl}-y_0-Kurven, deren Extremstellen im Fall $\sigma_0 = -1000$ kg/cm² für $p/i = 0{,}2$, 0,4, 0,6, 0,8, 1,0, 1,2, 1,4, 1,6, 1,8 der Reihe nach die kritischen Schlankheitsgrade $\lambda_{kr} = \max \lambda_{Gl} = 121{,}1$, 98,3, 78,2, 58,5, 38,5, 29,8, 24,9, 21,2, (17,1) und im Fall $\sigma_0 = -1900$ kg/cm² für $p/i = 0{,}1$, 0,2, 0,26, 0,3, 0,4, 0,5, 0,6, 0,7 der Reihe nach $\lambda_{kr} = 59{,}0$, 35,5, 23,2, 21,8, (18,7), (15,7), (13,3) und (11,8) liefern. Die Kennziffern der kritischen Gleichgewichtszustände sind in den ersten drei Spalten der Tafeln d und e zusammengestellt worden, wobei die Maxima zweiter Ordnung wieder außer Betracht blieben. Der Vergleich der kritischen mittleren Druckspannungen σ_{kr} mit den aus der „Grundlösung" (der strengen Lösung für die Profilklasse I) gewonnenen Rechnungsgrößen $\sigma_{kr} = \sigma_k/\beta$ zeigt, daß die Abweichungen innerhalb praktisch noch zulässiger Grenzen bleiben, wenn wir das Hebelmaß in der Form p/k in die Rechnung einführen. (Schluß folgt.)

Tafel d.

p/i	λ	σ_{kr}	β	σ_k	$\bar{\sigma}_{kr}$
0,2	121,1	— 1000	1,40	— 1487	— 1062
0,4	98,3	— 1000	1,82	— 2033	— 1117
0,6	78,2	— 1000	2,00	— 2283	— 1142
0,8	58,5	— 1000	2,07	— 2474	— 1195
1,0	38,5	— 1000	2,07	— 2609	— 1260
1,2	29,8	— 1000	2,16	— 2648	— 1226
0,1	59,0	— 1900	1,22	— 2469	— 2024
0,2	35,5	— 1900	1,25	— 2623	— 2098

Tafel e.

p/k	λ	σ_{kr}	β	σ_k	$\bar{\sigma}_{kr}$
0,25	133,0	— 1000	1,25	— 1233	— 986
0,50	119,3	— 1000	1,52	— 1525	— 1003
0,75	106,7	— 1000	1,85	— 1905	— 1030
1,00	95,1	— 1000	2,04	— 2073	— 1016
1,50	73,5	— 1000	2,26	— 2336	— 1034
2,00	52,2	— 1000	2,37	— 2524	— 1065
0,125	73,3	— 1900	1,22	— 2334	— 1913
0,25	57,2	— 1900	1,28	— 2484	— 1941
0,50	32,3	— 1900	1,31	— 2637	— 2013

Wirtschaftliches Versetzen von Stahlbrücken auf weite Entfernungen — ein Vorteil der Stahlbauweise.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Ingenieur **E. Wiemer**, Elbing i. Ostpr.

1. Vorgeschichte.

In den Jahren 1924 bis 1926 wurde von der Reichsbahndirektion Königsberg i. Pr. der seit langem geplante und für die ostpreußischen Verkehrsverhältnisse dringend erforderliche Bau der Nebenbahn Schlobitten — Wormditt durchgeführt. Damit wurde einem trotz der geringen Bevölkerungsdichte Ostpreußens schwer empfundenen Übelstand abgeholfen und ein direkter kurzer Anschluß der Südbahnstrecke bei Wormditt an die seit 1918 wichtigste Ostbahnstrecke Königsberg — Berlin bei Schlobitten geschaffen (Bild 1). Es entstand damit gleichzeitig eine neue Querverbindung verschiedener Provinzstädte miteinander, die bisher mit der Linie Wehlau — Friedland — Bartenstein—Heilsberg—Wormditt in letzterem Städtchen ihren Abschluß fand und nunmehr über Schlobitten bis Elbing durchgeführt werden konnte.

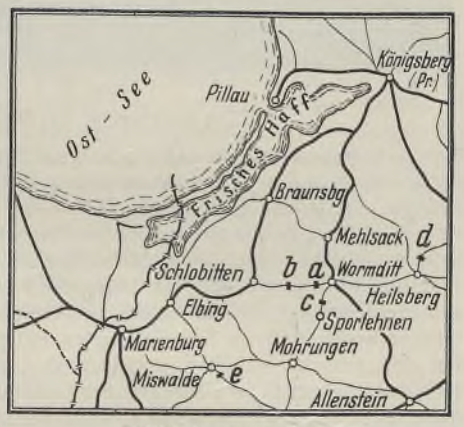


Bild 1. Lageplan.

Bei der Projektierung der neuen Strecke, die von der Reichsbahndirektion Königsberg unter Leitung von Herrn Reichbahnoberrat Lewerenz, jetzt Vorstand der Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen Königsberg, durchgeführt wurde, war es von vornherein klar, daß vorerst nur eine eingleisige Nebenbahnstrecke zur Durchführung kam, deren Verbreiterung auf zwei Gleise bei zunehmendem Verkehr vorzusehen war. Auf Grund der nur zur Verfügung stehenden geringen Neubaumittel mußten darüber hinaus von der Bauleitung Mittel und Wege gesucht werden, den gesamten Bau soweit wie möglich zu verbilligen und gegebenenfalls auf Brückenneubauten zu verzichten.

Neben einigen kleineren Bach- und Chausseeunterführungen mußten mit Kunstbauten bei der projektierten Linienführung der Neubaustrecke das Drewenztal bei Wagten mit einer Brückenlänge von ~ 150 m bei einer Schienenhöhe von ~ 19 m über Flußspiegel und das Passargetal bei Döbern mit einer Länge von ~ 100 m bei 13,5 m Höhe überbrückt werden (s. *a* und *b* in Bild 1). Da beide Flußtäler sich in abgelegener Gegend befinden, war es grundsätzlich möglich, für die Überbrückung reine Zweckbauten zu wählen und auf ästhetische Wirkungen zu verzichten.

Da in der Nähe der vorgenannten beiden Baustellen *a* und *b* von früher her zwei eingleisige Brückenbauten fertig eingebaut zur Verfügung standen und daneben ein bereits ausgebauter Blechträgerüberbau und ein Fachwerküberbau an anderer Stelle Ostpreußens (s. *e* in Bild 1) zur Verwendung frei waren, wurde der Entschluß gefaßt, gegebenenfalls mit diesen Überbauten die beiden notwendigen Talüberführungen auszubilden. Es handelte sich dabei um die Passargebrücke bei Sportehnen, deren Pfeiler gerissen waren, und die Allebrücke bei Heilsberg, deren zweites Gleis außer Betrieb war (s. *c* und *d* in Bild 1). Unter Hinzuziehung der beiden vorher genannten Überbauten war es möglich, die notwendigen Brückenlängen zu erreichen.

Mit der Überprüfung, ob die Möglichkeit bestand, alle diese Überbauten in einer preislich günstigen Art, d. h. möglichst ohne sie auseinanderzunehmen, zu verwenden, wurde von seiten der Bauleitung die Firma Union-Gießerei, Königsberg i. Pr., die Rechtsvorgängerin der jetzigen Stahlbauabteilung der Firma Schichau, Elbing, betraut. Die Ermittlungen ergaben, daß die Bahnbeförderung aller kleinen Überbauten in unzerlegtem Zustande möglich war, da bei der günstigen Lage der Abbruchstellen *c* und *d* zu den Baustellen *a* und *b* Kunstbauten nicht zu befahren waren und sich nur einige Schwierigkeiten durch die Überschreitung des Ladeprofils ergaben. Gemäß den danach von der Bauleitung aufgestellten Plänen mußten die Überbauten *c* nach *a* und *d* nach *b* befördert werden, wobei sich die Längen der Beförderungswege auf rd. 9 bzw. 120 km stellten.

Wenn nunmehr auch die Beförderungsfrage klargestellt war, so ergaben sich bei der Planung der Montageverfahren doch gewisse Schwierigkeiten, die nicht zuletzt ihren Ursprung in der Berücksichtigung der weiteren Forderung einer größtmöglichen Wirtschaftlichkeit hatten. Nach mehrfachen Entwürfen und Preisberechnungen konnte von seiten der vorgenannten Firma der Bauleitung ein geeigneter Vorschlag unterbreitet werden, der für alle im ganzen zu befördernden Überbauten einen Aus- und Einbau mit einem Hubmast unter Benutzung von hydraulischen Hubeinrichtungen vorsah und die Bauleitung veranlaßte, den Zuschlag zur Arbeitsdurchführung zu erteilen.

Mit Nachfolgendem werden im einzelnen die durchgeführten Arbeiten bildmäßig wiedergegeben und kurz erläutert.

Bild 2. Ausbau der Passargebrücke bei Sportehnen. Ausschieben des 1. Überbaues.

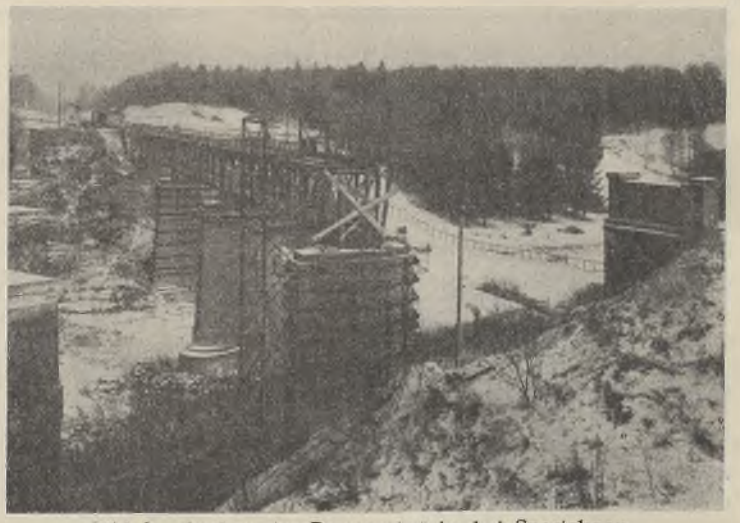


Bild 3. Ausbau der Passargebrücke bei Sportehnen. Anheben des 2. Überbaues.

2. Ausbau der Passargebrücke bei Sportehnen.

Als erste Arbeit mußte der Abbruch der Passargebrücke bei Sportehnen (s. *c* in Bild 1) erfolgen, und zwar noch im Winter des Jahres 1924. Diese Brücke bestand aus vier Parallel-Fachwerküberbauten mit je 28,4 m Stützweite, 3,5 m Systemhöhe im Gewicht von je ∼ 50 t; die Fahrbahn befand sich oben. Diese vier Überbauten mußten nach dem vorgesehenen Arbeitsplan im ganzen angehoben, auf Ausschiebewagen gesetzt, längs dem auf den übrigen Überbauten noch liegenden Gleis ausgefahren und an einer geeigneten Stelle auf zwei SS-Wagen übergeladen werden.

Aus Bild 2 ist das beginnende Ausschieben des ersten Überbaues ersichtlich, nachdem das hydraulische Anheben desselben um rd. 4,5 m bereits durchgeführt ist. Trotz des frühzeitig eintretenden Winters wurden die Arbeiten fristgemäß fortgesetzt (Bild 3), ein Beweis für die Unabhängigkeit der Stahlbauweise von Witterungsverhältnissen.

Die Anordnung und Größe des Hubmastes, der beim Überbau II auf Rammpfählen in der Passarge fundiert werden mußte, ist aus den Bildern 2 u. 3 zu erkennen. Das Bedienungspodest für die Hubeinrichtung war beweglich angeordnet und machte den Hubvorgang der Überbauten mit. Nach erfolgtem Hub wurden Ausschiebeträger mit aufgeschraubten Schienen untergezogen, mit dem Gleis des nächsten Überbaues verbunden und der angehobene Brückenteil auf niedrige Normalspurwagen abgesetzt.

Da das Gelände sowohl an der Ausbaustelle als auch an der neuen Einbaustelle besonders an den Widerlagerböschungen verschiedene Höhenlagen zeigte, mußten bei der Konstruktion des Hubmastes an den Unterenden der Stiele Stöße an geeigneter Stelle vorgesehen werden, auf Grund deren notwendige Verkürzungen vorgenommen werden konnten.

3. Einbau der Drewenzbrücke bei Wagten.

Auf der Einbaustelle an der Drewenz bei Wagten wurden die Überbauten nach Ankunft hintereinander gelagert, um die notwendigen Verstärkungsarbeiten durchführen zu können, die auf Grund der Brückennachrechnung für die neuen Lastenzüge erforderlich waren, nachdem es sich um alte, einige Jahrzehnte in Betrieb befindliche Überbauten handelte. Da das Einschieben in einer bestimmten Reihenfolge durchgeführt werden mußte, kam hinter dem antransportierten Überbau I ein Fachwerküberbau von 32,2 m Stützweite im Gewicht von etwa 75 t zur Aufstellung, der in der Nähe von Miswalde abgebrochen und wegen seiner Sperrigkeit in Einzelstücken antransportiert worden war.

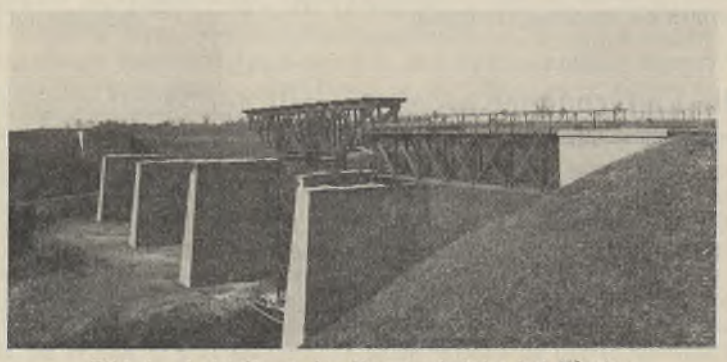


Bild 4. Aufstellung der Drewenzbrücke bei Wagten. Einbau des Flußüberbaues.

Bild 5. Drewenzbrücke bei Wagten.

Aus Bild 4 ist der Einbau dieses Überbaues ersichtlich, der auf Grund seiner größeren Länge den Flußüberbau bildete.

Zum Einsetzen mußte die umgekehrte Reihenfolge des Ausbaues angewendet werden, die auf Grund der Anwendung des hydraulischen Verfahrens keine weiteren Schwierigkeiten mit sich brachte, aber das Tempo bei den großen Hubhöhen etwas erhöhte, zumal das einsetzende Frühjahr das unangenehme Einfrieren der Hubeinrichtung beseitigte, das auch nicht ganz durch Glyzerin- bzw. Ölfüllungen vermieden werden konnte.

Die Gesamtansicht der Brücke ist aus Bild 5 ersichtlich. Bei der Herstellung der Widerlager und Pfeiler ist bereits der spätere zweigleisige

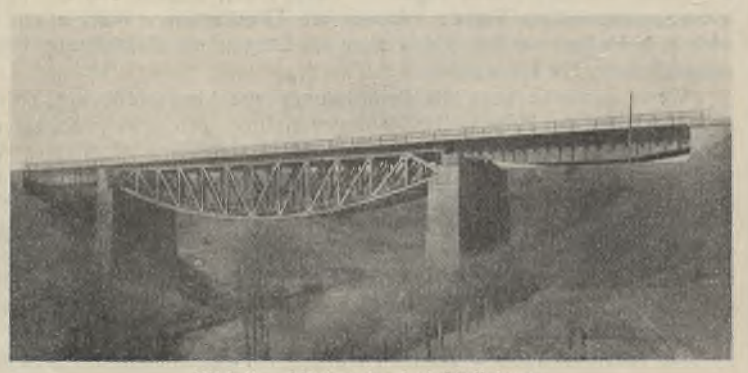


Bild 6. Allebrücke bei Heilsberg.

Bild 7. Ausbau der Allebrücke bei Heilsberg.

Bild 8. Aufstellung der Passargebrücke bei Döbern. Zusammenbau des Flußüberbaues.

Ausbau der Strecke vorgesehen worden, wie aus den vorgenannten Bildern zu erkennen ist. — Nach Fertigstellung dieser Brücke im Mai 1925 konnten auch die Erdarbeiten und Gleisverlegungen für den folgenden Bauabschnitt in Angriff genommen werden unter sofortiger Benutzung der Brücke für die erforderlichen Transporte.

4. Ausbau der Allebrücke bei Heilsberg.

Im Frühjahr 1926 begann der Ausbau der Allebrücke bei Heilsberg (s. *d* in Bild 1). Diese Brücke bestand aus je zwei eingleisigen seitlichen Vollwandträgerüberbauten von 22 m Stützweite und einem Fischbauch-Gitterträger von 52 m Stützweite über dem Allefluß. Aus Bild 6 ist die Gesamtansicht der Brücke mit zwei nebeneinander liegenden Gleisen erkenntlich; die Höhe der Schienenoberkante über dem Wasserspiegel der Alle betrug dabei rd. 23 m.

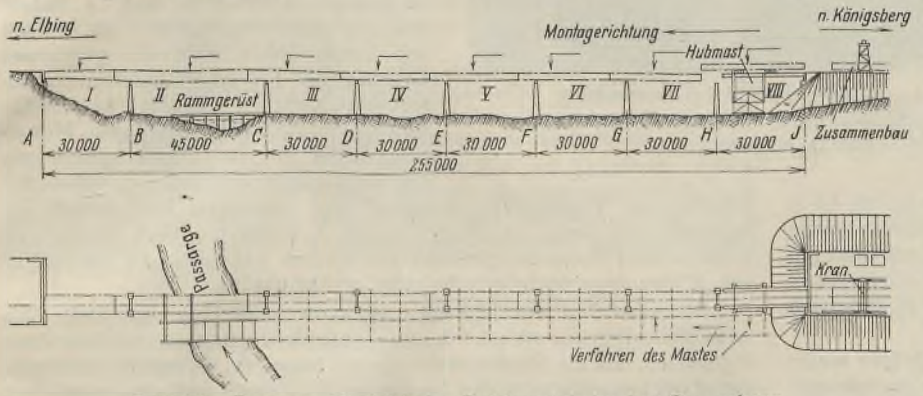


Bild 10. Passarge-Viadukt der Reichsautobahn bei Braunsberg.

Die beiden seitlichen Überbauten wurden auch hier mit dem von dem früheren Brückenumsetzen her vorhandenen Hubmast ausgebaut, während der Mittelüberbau in Einzelstäbe zerlegt werden mußte.

Die Höhe der Brücke über Gelände ließ es zur Kostenverbilligung ratsam erscheinen, statt eines festen Holzgerüstes ein solches mit Stahlgitterträgern zu verwenden, zumal der Einbau derselben mit Eisenbahnkranen in großen Stücken günstigst durchgeführt werden konnte. Aus Bild 7 ist der in der Alle stehende Gerüstmast, der im übrigen durch kleine Abänderung des für den Ausbau der anschließenden Blechträgerüberbauten benutzten Hubmastes entstanden war, mit den eingehängten Gitterträgern ersichtlich. Aus dem Bilde ist auch der Abbau des Mittelüberbaues mit Eisenbahnkranen ersichtlich, die mit einer Arbeitslokomotive auf dem Nachbargleis angerollt wurden. Trotz beengter Platzverhältnisse auf dem Gerüst ging der Abbau unter Berücksichtigung der durch den Zugverkehr bedingten Pausen verhältnismäßig rasch vonstatten.

Zur Schonung der Löcher in den Konstruktionsteilen wurde bereits damals zur Nietkopfentfernung das Brennverfahren mit Sondernietkopfbrenner angewandt, das sich sehr gut bewährte. Beim Herausschlagen der Niete zeigten sich bei der einige Jahrzehnte alten Brücke teilweise einige Versetzungen der Nietschäfte, wodurch dieselben schwer zu entfernen waren. Solche Lochversetzungen konnten beim Wiederzusammenbau durch weiteres Aufreiben auf nächsthöhere Nietlochgrößen beseitigt werden.

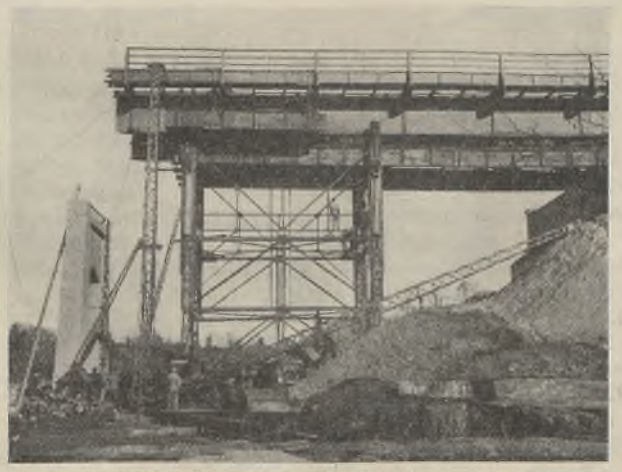


Bild 11. Passargeviadukt bei Braunsberg. Einfahren des Überbaues VIII.

Bild 9. Passargebrücke bei Döbern.

5. Einbau der Passargebrücke bei Döbern.

Mit Rücksicht auf die projektierte andersartige Aneinanderreihung der ausgebauten Brückenteile zusammen mit einem zur Verfügung stehenden Blechträgerüberbau von 23 m Stützweite war es erforderlich, die drei Überbauten der Allebrücke über Wormditt, Mehlsack, Braunsberg und Schlobitten anzutransportieren, während der vierte Blechträgerüberbau direkt von Wormditt über die neu verlegte Strecke befördert werden konnte. Der Einbau des letzteren erfolgte genau wie der der ersteren zwei Blechträgerbrücken mit dem früher erwähnten Hubmast in üblicher Weise, während zum Zusammenbau des Fachwerkträgers über die Passarge die beim Ausbau in Heilsberg benutzten Gitterträger als Gerüstträger über Gelände eingesetzt werden konnten (Bild 8).

Die fertiggestellte und im Betrieb befindliche Passargebrücke bei Döbern ist aus Bild 9 ersichtlich; es wird hierbei nochmals auf die eingangs erwähnten Verhältnisse hingewiesen, die zur Ausführung reiner Zweckbauten zwangen, die ihrerseits aber gerade die geschilderten Sondermontagemethoden notwendig machten.

6. Kritische Betrachtung der Hubmontagen.

Das insgesamt bei beiden Brücken 14 mal zur Anwendung gekommene Hubmontageverfahren, bei welchem Brückengewichte bis zu 75 t gehoben bzw. abgesenkt wurden, bot Gelegenheit, eingehende Feststellungen bezüglich der Zweckmäßigkeit desselben zu machen.

Grundsätzlich hat sich dieses Verfahren sowohl in technischer als auch wirtschaftlicher Hinsicht bestens bewährt, zumal bei allen Überbauten ein und derselbe Hubmast verwendet werden konnte, dessen Stielstöße auf Grund der Geländeverhältnisse sofort bei der Konstruktion zweckentsprechend angeordnet wurden.

Die vorgesehene hydraulische Hubeinrichtung bedingte jedoch eine verhältnismäßig lange Zeit für den Hubvorgang, da fortlaufend arbeitende Hebeböcke nicht zur Verfügung standen. Außerdem machte sich das nicht vermeidbare Einfrieren der Hebeböcke im Winter sehr störend bemerkbar.

Als weitere Erfahrung konnte festgestellt werden, daß es bei geeignetem ebenen Gelände zweckmäßiger gewesen wäre, den Hubmast so einzurichten, daß derselbe ohne Abbau zum nächsten Überbau verschoben werden konnte, wodurch eventuell weitere Kosten gelegentlich hätten erspart werden können.

Die Grenze des einzubauenden Brückengewichtes ist bei den hydraulischen Absenkverfahren weniger von diesem, als von der Tragfähigkeit der bereits eingebauten Brückenteile abhängig, die durch diese Arbeitsmethode gleichzeitig eine Belastungsprobe während des Hinüberschiebens des nächsten Überbaues erleiden. Bei den geschilderten Montagen bildete das angeführte Höchstgewicht von 75 t noch keineswegs die oberste Grenze der Arbeitsmöglichkeit, jedoch kamen größere Gewichte nicht in Frage.

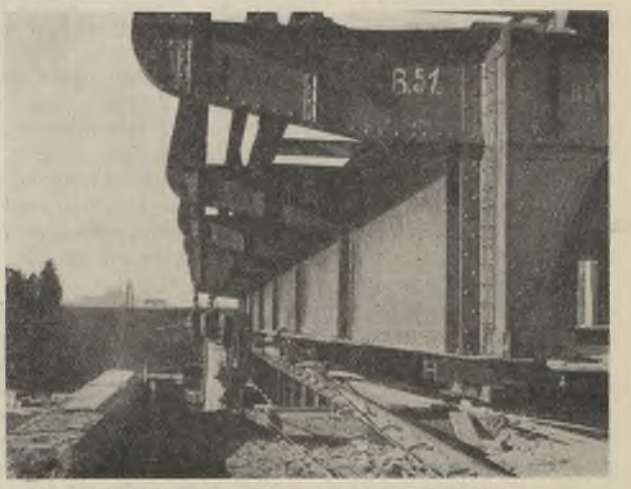


Bild 12. Passargeviadukt bei Braunsberg. Überbau beim Einfahren.

7. Anwendung des Hubverfahrens beim Neubau einer Reichsautobahnbrücke.

Die bisher gemachten günstigen Erfahrungen mit diesem Einbauverfahren ließen die Anwendung desselben bei einem geeigneten Brückenneubau zweckmäßig erscheinen. Die Möglichkeit hierzu bot sich bei dem 255 m langen Passargeviadukt der Reichsautobahn bei Braunsberg, dessen Montage vor einigen Monaten beendet worden ist. Wie Bild 10 zeigt, handelt es sich hier um einen kontinuierlichen Blechträgerüberbau auf neun Stützen, der über größtenteils ebenem Gelände mit einer Steigung 1:90 das Passargetal überspannt. Auf Grund von Verhandlungen mit der Obersten Bauleitung wurde auch hier das vorher beschriebene Verfahren angewendet, das eine Gerüstkostenersparnis, bedingt auch durch die Brückenneigung, ergab. Entsprechend der Pfeileranordnung erfolgte zur Durchführung der Hubmontage eine Teilung der gesamten Brücke an den Stellen kleinster Momente in acht Überbauten mit Längen von $25 + 45 + 5 \cdot 30 + 35$ m, die jedoch nach dem Absenken fest miteinander verbunden wurden. Als größtes Brückengewicht des Teilüberbaues von 45 m Länge ergaben sich hierbei 180 t, also das $2^1/_2$fache des früheren Höchstgewichtes.

Bild 14. Passargeviadukt bei Braunsberg. Herüberschieben eines Überbaues über einen bereits eingebauten.

An Stelle des früheren hydraulischen Absenkens wurde jedoch ein solches mit Drahtseilzügen vorgesehen, wodurch sich der Vorgang des Absenkens innerhalb von 1 Stunde ermöglichen ließ, obwohl auch hier eine Hubhöhe von rd. 4,5 m zu überwinden war. Bei den in Betracht kommenden erheblichen Lasten von 180 t bei diesem Brückenbau war es nicht leicht, die notwendigen 8fachen Seilzüge an einem Maststiel so unterzubringen, daß der Mastkopf beim Absenken die Brückenfahrbahn an einer freien Stelle durchdringen konnte, was nicht zu vermeiden war.

Die vollkommen andere Brückenausführung brachte im übrigen einige Abänderungen in der Bauweise der Hilfsgeräte mit sich, die nachstehend kurz gestreift werden sollen:

Aus Bild 10 ist bereits erkenntlich, daß ein Abbruch des Hubmastes in jedem Brückenfeld nicht mehr vorgesehen war, sondern daß ein Verschieben desselben auf Verschiebebahnen aus Trägern auf Klotzlagen durchgeführt wurde. Dieses Verfahren bedingte eine teleskopartige Verstellmöglichkeit des Mastes, die im übrigen auch erforderlich wurde, um die Masthöhe jeweils der Brückenneigung anzupassen, die bei Steigung 1:90, auf die ganze Brückenlänge bezogen, 2,30 m beträgt. Auf die durchgeführte einfache aber zweckentsprechende konstruktive Lösung dieser Forderung soll hier nicht besonders eingegangen werden. Einen Augenblick des Einfahrens stellt Bild 11 dar, auf dem die besonders konstruierten Einschiebewagen, die unmittelbar an den Hauptträger angreifen, erkenntlich sind. Der Überbau muß nach dieser Aufnahme noch rd. 7 m nach dem Pfeiler zu verschoben werden, ehe das Absenken erfolgen kann.

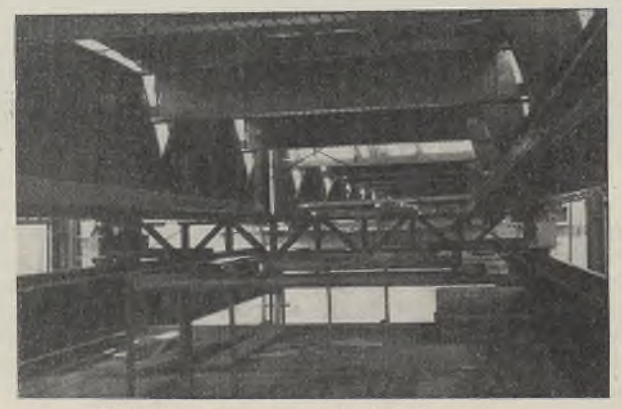


Bild 13. Passargeviadukt bei Braunsberg. Arbeitsbühne, Einschiebeträger und Verschiebewagen.

Die angeordnete Verschiebebahn mit einer Spurweite entsprechend dem Hauptträgerabstand ist aus Bild 12 zu entnehmen, das den Augenblick darstellt, in dem der Brückenteil 1 mit seinem letzten Ende das Widerlager verläßt. Aus dieser Aufnahme ist zum Teil auch die Brückenausführung zu erkennen. Der vorerst eingleisige Ausbau der Reichsautobahnbrücken in Ostpreußen bedingt eine verschiedenartige Ausbildung der beiderseitigen Fahrbahnkonsolen. Die flußabwärts liegenden Konsolen sind bereits jetzt so ausgebildet, daß ein Teil derselben beim zweigleisigen Ausbau abgenommen und einschließlich des Geländes für die neue Brücke verwendet werden kann. Durch Zwischenquerträgerstücke wird dann eine seitliche Verbindung der beiden Brückenfahrbahnen hergestellt. Die Verschiebewagenkonstruktion — zwei zweirollige Wagen mit Fachwerkkonstruktion als Verbindungsglied miteinander — zeigt Bild 13.

Aus Bild 14 ist das Herüberschieben eines Brückenteils über ein bereits eingebautes zu ersehen, desgleichen der Hubmast mit den Einschiebeträgern I P 100. Einen weiteren Absenkvorgang vermittelt Bild 15, aus welchem auch die Brückenzusammenbaustelle auf dem fertig geschütteten Autobahndamm zu erkennen ist.

Inzwischen ist der letzte der acht Teilüberbauten der über neun Stützen durchlaufenden Brücke zum Einschieben gekommen und damit der Brückenbau fertiggestellt.

8. Schlußwort.

Es sollte nicht Zweck dieses Artikels sein, ein eigenartiges Montageverfahren in allen Einzelheiten zu erläutern, vielmehr sollte nur der Beweis erbracht werden, daß es möglich ist, schwere Brückenteile im ganzen zu befördern und an andere Orte zur Wiederverwendung zu bringen und dabei doch nicht die gegebenen Grenzen der Wirtschaftlichkeit zu überschreiten. Gerade die beiden geschilderten Brückenversetzungen stellen ein Musterbeispiel für die vorteilhafte Verwendung von Stahlbrücken dar, wenn es sich darum handelt, die Tragfähigkeit derselben den jeweiligen Bedürfnissen anzupassen und, wenn erforderlich, sogar an anderen Stellen einzusetzen. Keine andere Bauweise gestattet ein solches Verfahren, das im übrigen von Witterungsverhältnissen beinahe unabhängig ist.

Die gerade in der Jetztzeit sich stark bemerkbar machende Notwendigkeit, Brücken aller Art den augenblicklichen Belastungsverhältnissen anzupassen, läßt die Stahlbauweise danach besonders vorteilhaft erscheinen, zumal das neuzeitliche Schweißverfahren Stab- und Anschlußverstärkungen meist mit sehr einfachen Mitteln durchzuführen gestattet. Da sich die Entwicklung z. B. der Straßenfahrzeuge noch gar nicht voraussagen läßt, mögen diese Zeilen dazu beitragen, manche Ansichten über die Unwirtschaftlichkeit der Stahlbauweise infolge der angeblich so hohen Kosten für die Unterhaltung gegen Korrosion zu beseitigen und die im Augenblick wichtigeren Vorteile der Anpassung an die Verkehrserfordernisse ins rechte Licht zu rücken. In den vorliegenden Fällen konnten sehr erhebliche Kosten erspart werden und trotzdem neue, den vorliegenden Notwendigkeiten angepaßte Bauwerke geschaffen werden. Die Art der geschilderten Montageverfahren dürfte mit vielen Variationen bei den verschiedensten Verhältnissen anwendbar sein und damit weitere Möglichkeiten zur wirtschaftlichen Verwendung von Stahlbauten bieten.

Bild 15. Passargeviadukt bei Braunsberg. Absenken des Überbaues VI.

INHALT: Der Einfluß der Querschnittsform auf das Tragvermögen außermittig gedrückter Baustahlstäbe. — Wirtschaftliches Versetzen von Stahlbrücken auf weite Entfernungen — ein Vorteil der Stahlbauweise.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 9.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Schriftleitung:
Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernsprecher: C 1 Steinplatz 0011
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernsprecher: Breslau 421 61

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

8. Jahrgang | BERLIN, 20. Dezember 1935 | Heft 26

Alle Rechte vorbehalten.

Die Knicksicherheit der Randaussteifungen von Π- und I-Stäben.[1]

Von Dr. phil. **W. Ihlenburg** in Karlsruhe.

Übersicht: Während früher die Knicksicherheit der freien Ränder von Π- und T-Stäben unter der Annahme untersucht wurde, daß die Schnittlinien der Seitenbleche bei der Verformung gerade bleiben, wird im ersten Abschnitt des vorliegenden Aufsatzes die Ausbiegung der Schnittlinien der Seitenbleche durch eine Parabel dritten Grades berücksichtigt, wobei gelenkiger Anschluß der Bindebleche angenommen wird.

Im zweiten Abschnitt wird die Knicksicherheit unter Voraussetzung eines steifen Anschlusses der Bindebleche an die Ränder berechnet.

Die Ergebnisse werden durch Fortsetzung der beiden Zahlenbeispiele des früheren Aufsatzes erläutert.

a) Stäbe mit gelenkig angeschlossenen Bindeblechen.

Die Ausbiegung der Seitenbleche von Π- und I-Stäben, welche durch in regelmäßigen Abständen stehende Querschotten miteinander versteift sind, muß für $y = 0$, also an den Schnittlinien von Seitenblechen und Mittelblech und an den Querschotten verschwinden. Sie kann deshalb durch den Ansatz:

$$w = y \sum_{k=1}^{\infty} A_{ko} \cdot \sin \frac{k \pi x}{a} + \sum_{k=1}^{\infty} \sum_{i=1}^{\infty} A_{ki} \cdot \sin \frac{k \pi x}{a} \cdot \sin \frac{i \pi y}{h}$$

allgemein dargestellt werden.

Dann kann die Ausbiegung v der Mittelplatte, die der Bedingung $\left(\frac{\partial w}{\partial y}\right)_{y=0} = \left(\frac{\partial v}{\partial z}\right)_{z=0}$ genügen muß, durch

$$v = \frac{b}{n \pi} \cdot \sin \frac{n \pi z}{b} \sum \left(A_{ko} + \sum_{i=1}^{\infty} A_{ki} \cdot \frac{i \pi}{h} \right) \sin \frac{k \pi x}{a}$$

und die Ausbiegung der Ränder durch

$$w_r = h_r \sum A_{ko} \cdot \sin \frac{k \pi x}{a}$$

dargestellt werden.

Mit diesen Ansätzen werden zwar in einfacher Weise die Arbeiten V_s, V_k, V_r der inneren Kräfte und die Arbeiten V_{1s}, V_{1k}, V_{1r} der angreifenden Druckspannung σ_x als Funktion zweiten Grades der A_{ko} und A_{ki} erhalten.

Wird jedoch die Gleichung

$$V_s + V_k + V_r = V_{1s} + V_{1k} + V_{1r}$$

für die kritische Druckspannung $\sigma_x = \sigma_{kr}$ aufgestellt und werden die Bedingungen für das Bestehen von $\min \sigma_{kr}$ aufgestellt, welche lauten:

$$\frac{\partial \sigma_{kr}}{\partial A_{ko}} = 0 \; (k = 1, 2 \ldots .)$$

$$\frac{\partial \sigma_{kr}}{\partial A_{ki}} = 0 \; \begin{matrix} (k = 1, 2 \ldots .) \\ (i = 1, 2 \ldots .), \end{matrix}$$

so ergibt die Nullsetzung der Determinante dieser in den A_{ko}, A_{ki} homogenen linearen Gleichungen im allgemeinen eine Gleichung $n+1$-ten Grades für $\min \sigma_{kr}$, wenn n-Glieder A_{ki} berücksichtigt werden.

Da aber bereits die Aufstellung und Auflösung der entsprechenden Gleichung zweiten Grades für $(\min \sigma_{kr})$, die man bei Berücksichtigung nur eines Wertes A_{ki} erhält, eine umständliche Zahlenrechnung erfordert, genügt diese Lösung den Bedürfnissen der praktischen Rechnung nicht.

Im folgenden ist deshalb ein Ansatz gewählt, der zwar die Ausbiegung nur annähernd richtig wiedergibt, aber zu Ergebnissen führt, die rechnerisch einfacher zu behandeln sind.

Für die Ausbiegung w machen wir den Ansatz:

$$w = \psi(y) \Sigma A_k \cdot \sin \frac{k \pi x}{a};$$

w beziehungsweise ψ muß folgenden Grenzbedingungen genügen:

1. Für $y = 0$ ist $w = 0$ beziehungsweise $\psi = 0$.

2. Am Rande $y = h$ ist, wenn wir die Drehungssteifigkeit des Randwinkels unberücksichtigt lassen, das Moment

$$M_y = D_s \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \frac{1}{m} \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right) = 0.$$

Das die Querdehnung berücksichtigende zweite Glied hat auf das Rechnungsergebnis nur geringen Einfluß, so daß wir es vernachlässigen und die Grenzbedingung auf

$$\frac{d^2 \psi}{d y^2} = 0 \quad \text{für } y = h$$

zurückführen.

3. Für $y = 0$ muß daß Einspannungsmoment M_y proportional $\frac{\partial w}{\partial y}$ sein wegen der elastischen Einspannung des Seitenbleches an die Mittelplatte. Da aber

$$M_y = D_s \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \frac{1}{m} \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right)$$

und für $y = 0$

$$\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = - \psi(y) \frac{\pi^2}{a^2} \Sigma A_k k^2 \cdot \sin \frac{k \pi x}{a} = 0$$

ist wegen $\psi(0) = 0$, so ergibt sich die Bedingung, wenn man den Grad der Einspannung mit der Zahl $\frac{2}{h} \cdot \nu$ mißt:

$$\frac{2}{h} \cdot \nu \cdot \frac{\partial w}{\partial y} = \frac{\partial^2 w}{\partial y^2}$$

beziehungsweise $\frac{2}{h} \cdot \nu \cdot \frac{\partial \psi}{\partial y} = \frac{\partial^2 \psi}{\partial y^2}$ für $y = 0$.

Wenn wir ψ in eine Potenzreihe von y entwickeln, von dieser nur die Glieder 1., 2. und 3. Grades berücksichtigen und den Beiwert von y in die Beiwerte A_k einbeziehen, so ergibt sich für ψ der Ansatz:

$$\psi = y + a_1 y^2 + a_2 y^3,$$

der der ersten Grenzbedingung bereits genügt. Aus der zweiten und dritten Grenzbedingung finden wir:

$$2 a_1 + 3 \cdot 2 a_2 h = 0 \quad \text{und} \quad \frac{\nu}{h} = a_1,$$

so daß

$$\psi = y + \frac{\nu}{h} \cdot y^2 - \frac{\nu}{3 h^2} \cdot y^3. \tag{15}$$

Die den Einspannungsgrad messende Zahl ν ist verschieden, je nachdem es sich um ein oder zwei Halbwellen der Mittelplatte, um einen ⊐⊏-Querschnitt oder einen I-Querschnitt handelt.

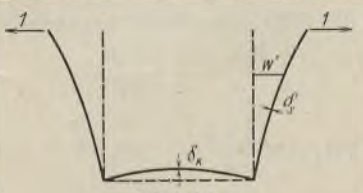


Bild 14

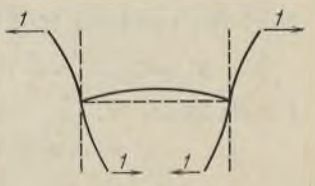


Bild 15.

Wir erhalten die betreffenden Werte von ν, wenn wir ψ proportional den Biegungslinien w' des Seitenblechs setzen, welche durch die gemäß Bild 14 bis 17 an den Rändern angreifenden Kräfte 1 hervorgerufen werden.

[1]) Der vorliegende Aufsatz ist eine Fortsetzung des gleichnamigen früheren Aufsatzes im Stahlbau 1935, S. 85, der deshalb als bekannt vorausgesetzt wird. Die dort gebrauchten Bezeichnungen und Begriffe werden wieder verwendet.

Wir erhalten für:

$n=1;\ \alpha=1$ (Bild 14) $\qquad n=1;\ \alpha=2$ (Bild 15):

$$w'=\frac{\alpha h b}{2 D_k}\cdot y+y^2\cdot\frac{h-y/3}{2 D_s}=\alpha\cdot\frac{h b}{2 D_k}\left(y+\frac{D_k}{D_s}\cdot\frac{y^2}{\alpha b}-\frac{1}{3}\cdot\frac{D_k}{D_s}\cdot\frac{y^3}{\alpha h b}\right)$$

$$\nu=\frac{D_k}{D_s}\cdot\frac{h}{\alpha b}=\frac{1}{\alpha}\left(\frac{\delta_k}{\delta_s}\right)^3\frac{h}{b}.$$

$n=2;\ \alpha=1$ (Bild 16) $\qquad n=2;\ \alpha=2$ (Bild 17):

$$w'=\frac{\alpha h b}{3 D_k}\cdot y+y^2\cdot\frac{h-y/3}{2 D_s}=\frac{\alpha h b}{6 D_s}\left(y+3\cdot\frac{D_k}{D_s}\cdot\frac{y^2}{\alpha b}-\frac{D_k}{D_s}\cdot\frac{y^3}{\alpha h b}\right)$$

$$\nu=\frac{3}{\alpha}\left(\frac{\delta_k}{\delta_s}\right)^3\frac{h}{b}.$$

Wir fassen die vier Fälle in die gemeinsame Formel für ν zusammen:

$$\nu=\frac{2n-1}{\alpha}\left(\frac{\delta_k}{\delta_s}\right)^3\frac{h}{b}. \tag{16}$$

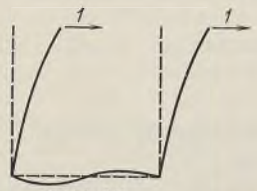


Bild 16.

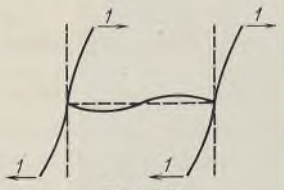


Bild 17.

Um die potentielle Energie V_s für die Seitenbleche berechnen zu können, werten wir die bestimmten Integrale aus:

$$\int_0^h\psi^2(y)\,dy=\frac{h^3}{3}\left(1+\frac{11}{10}\cdot\nu+\frac{11}{35}\cdot\nu^2\right)=\frac{h^3}{3}\cdot\varphi_1(\nu)$$

$$\int_0^h\psi(y)\cdot\frac{d^2\psi}{dy^2}\cdot dy=\frac{h}{3}\cdot\nu\left(1+\frac{2}{5}\cdot\nu\right)=\frac{h}{3}\cdot\varphi_2(\nu)$$

$$\int_0^h\left(\frac{d\psi}{dy}\right)^2dy=h\left(1+\frac{4}{3}\cdot\nu+\frac{8}{15}\cdot\nu^2\right)=h\,\varphi_3(\nu)$$

$$\int_0^h\left(\frac{d^2\psi}{dy^2}\right)^2dy=\frac{4}{3}\cdot\frac{\nu^2}{h}.$$

Damit wird:

$$\int_0^a\int_0^h\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\right)^2dx\,dy=\frac{\pi^4}{6}\cdot\frac{h^3}{a^3}\cdot\varphi_1(\nu)\,\Sigma A_k^2k^4-\frac{\pi^2}{3}\cdot\frac{h}{a}\cdot\varphi_2(\nu)\,\Sigma A_k^2k^2+\frac{2}{3}\cdot\frac{a}{h}\cdot\nu^2\,\Sigma A_k^2$$

$$\int_0^a\int_0^h\left[\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}\cdot\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}-\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x\,\partial y}\right)^2\right]dx\,dy=-\frac{\pi^2}{6}\cdot\frac{h}{a}\cdot\varphi_2(\nu)\,\Sigma A_k^2k^2-\frac{\pi^2}{2}\cdot\frac{h}{a}\cdot\varphi_3(\nu)\,\Sigma A_k^2k^2.$$

Führen wir $\qquad\frac{2(m-1)}{m}=1{,}4$

und

$$\varphi_4(\nu)=\varphi_3(\nu)-\frac{1}{7}\cdot\varphi_2(\nu)=1+1{,}19\,\nu+0{,}476\,\nu^2$$

ein, so wird für beide Seitenbleche:

$$V_s=\alpha D_s\left[\int\int\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\right)^2dx\,dy-\frac{2(m-1)}{m}\int\int\left[\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}\cdot\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}-\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x\,\partial y}\right)^2\right]dx\,dy\right]$$

$$=\alpha D_s\cdot\frac{\pi^2 h}{a}\left\{\frac{\pi^2}{6}\cdot\frac{h^2}{a^2}\cdot\varphi_1(\nu)\,\Sigma A_k^2k^4+0{,}7\,\varphi_4(\nu)\,\Sigma A_k^2k^2+\frac{2}{3}\cdot\frac{\nu^2}{\pi^2}\cdot\frac{a^2}{h^2}\cdot\Sigma A_k^2\right\}.$$

Der früher berechnete Wert für die Mittelplatte bleibt bestehen:

$$V_k=D_k\cdot\frac{\pi^2}{8}\cdot\frac{b}{a}\cdot\Sigma A_k^2\,k^2\left(\frac{b}{n}\cdot\frac{k}{a}+\frac{n}{b}\cdot\frac{a}{k}\right)^2.$$

Für die Ränder ist:

$$w_r=h_r\varphi_r(\nu)\,\Sigma A_k\cdot\sin\frac{k\pi x}{a},$$

worin

$$\varphi_r(\nu)=1+\nu\cdot\frac{h_r}{h}-\frac{\nu}{3}\left(\frac{h_r}{h}\right)^2.$$

Daraus folgt:

$$V_r=\alpha E J_r\int_0^a\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}\right)^2dx=\alpha E J_r\cdot\frac{\pi^4}{2}\cdot\frac{h_r^2}{a^3}\,[\varphi_r(\nu)]^2\,\Sigma A_k^2k^4.$$

Nunmehr ist noch die Verminderung der potentiellen Energie des Druckes neu zu berechnen. Für die beiden Seitenbleche ist:

$$V_{1s}=\alpha\sigma_x\delta_s\int_0^a\int_0^h\left(\frac{\partial w}{\partial x}\right)^2dx\,dy=\alpha\sigma_x\delta_s\cdot\frac{\pi^2}{6}\cdot\frac{h^3}{a}\cdot\varphi_1(\nu)\,\Sigma A_k^2k^2.$$

Für die Mittelplatte wie früher:

$$V_{1k}=\sigma_x\cdot\frac{\delta_k b^3}{8n^2a}\,\Sigma A_k^2h^2.$$

Für die Ränder ist:

$$V_{1r}=\alpha\sigma_xF_r\cdot\frac{\pi^2}{2a}\cdot h_r^2\,[\varphi_r(\nu)]^2\,\Sigma A_k^2k^2.$$

Setzen wir wieder $V=V_1$, so erhalten wir:

$$\frac{\pi^2}{a^2}\left(D_s\cdot\frac{h^3}{3}\cdot\varphi_1+EJ_r\,h_r^2\,\varphi_r^2\right)\Sigma A_k^2k^4+1{,}4\,D_s\,h\,\varphi_4\,\Sigma A_k^2k^2+\frac{4}{3}\cdot D_s\cdot\frac{\nu^2}{\pi^2}\cdot\frac{a^2}{h^2}\cdot\Sigma A_k^2+D_k\cdot\frac{b}{4\alpha}\cdot\left(\frac{b}{n}\cdot\frac{k}{a}+\frac{n}{b}\cdot\frac{a}{k}\right)^2\Sigma A_k^2k^2$$
$$=\sigma_{kr}\left(\frac{\delta_s h^3}{3}\cdot\varphi_1+\delta_k\cdot\frac{b^3}{4\alpha n^2\pi^2}+F_r\,h_r^2\,\varphi_r^2\right)\Sigma A_k^2k^2. \tag{17}$$

Wir setzen wieder die partiellen Ableitungen von σ_{kr} nach A_k gleich Null und erhalten die genauere Formel für die kritische Schlankheit:

$$\lambda_{kr}=\sqrt{\frac{\delta_s\frac{h^3}{3}\cdot\varphi_1+\delta_k\cdot\frac{b^3}{4\alpha n^2\pi^2}+F_r\,h_r^2\,\varphi_r^2}{0{,}03053\,\delta_s^3h\left\{\frac{h^2}{s^2}\cdot\varphi_1+0{,}4255\,\varphi_4+0{,}0411\cdot\frac{\nu^2s^2}{h^2}\right\}+\frac{0{,}00232}{\alpha}\cdot\delta_k^3b\left(\frac{b}{ns}+\frac{ns}{b}\right)^2+J_r\cdot\frac{h_r^2}{s^2}\cdot\varphi_r^2}}. \tag{18}$$

Hierin bedeuten:

$\varphi_1=1+1{,}1\,\nu+0{,}314\,\nu^2$ $\qquad\varphi_4=1+1{,}19\,\nu+0{,}476\,\nu^2$

$\varphi_r=1+\nu\cdot\frac{h_r}{h}-\frac{\nu}{3}\left(\frac{h_r}{h}\right)^2$ $\qquad\nu=\frac{2n-1}{\alpha}\left(\frac{\delta_k}{\delta_s}\right)^3\frac{h}{b}.$

Gl. (18) geht für $\nu=0$ in Gl. (9) des früheren Aufsatzes über.

Der ungünstigste Wert von λ_{kr} ergibt sich aus der Bedingung $\frac{\partial\lambda_{kr}}{\partial s}=0$ für die Länge der Halbwelle:

$$s_m=\sqrt[4]{\frac{0{,}03053\,\delta_s^3h^3\varphi_1+0{,}00232\cdot\frac{\delta_k^3b^3}{\alpha n^2}+J_r\,h_r^2\,\varphi_r^2}{0{,}00232\cdot\frac{n^2\delta_k^3}{\alpha b}\left(1+0{,}54\cdot\frac{2n-1}{n^2}\cdot\nu\right)}}, \tag{19}$$

die durch die angenäherte Gleichung ersetzt werden kann:

$$s_m=4{,}56\sqrt{\frac{h_r\varphi_r}{n\delta_k}}\sqrt{\frac{\alpha b J_r}{\delta_k\left(1+0{,}54\,\nu\cdot\frac{2n-1}{n^2}\right)}}. \tag{20}$$

Der Übergang von k zu $k+1$ Halbwellen findet statt bei einer Entfernung der Querschotten von

$$a_{k,k+1}=s_m\sqrt{k(k+1)}.$$

Der s_m entsprechende Wert $\max\lambda_{kr}$ läßt sich auf die Form bringen:

$$\max\lambda_{kr}=\sqrt{\frac{\delta_s\cdot\frac{h^3}{3}\cdot\varphi_1+\delta_k\cdot\frac{b^3}{4\alpha n^2\pi^2}+F_r\,h_r^2\,\varphi_r^2}{0{,}00464\,\delta_k^3\cdot\frac{b}{\alpha}\left[1+\left(\frac{n\,s_m}{b}\right)^2\left(1+0{,}54\cdot\frac{2n-1}{n^2}\cdot\nu\right)\right]+0{,}0132\,\delta_s^3h\,\varphi_4}} \tag{21}$$

und nach Einsetzen des Näherungswertes (20) auf:

$$\max\lambda_{kr}=\sqrt{\frac{\delta_s\cdot\frac{h^3}{3}\cdot\varphi_1+\delta_k\cdot\frac{b^3}{4\alpha n^2\pi^2}+F_r\,h_r^2\,\varphi_r^2}{0{,}00464\,\delta_k^3\cdot\frac{b}{\alpha}+0{,}0965\,n\,h_r\,\varphi_r\,\delta_k\cdot\sqrt{\frac{J_r\,\delta_k}{\alpha b}\left(1+0{,}54\cdot\frac{2n-1}{n^2}\cdot\nu\right)}+0{,}0132\,\delta_s^3h\varphi_4}}. \tag{22}$$

b) Stäbe mit steif angeschlossenen Bindeblechen.

Wir berücksichtigen nunmehr noch den Einfluß des steifen Anschlusses der Bindebleche an die Randwinkel, wobei wir jedoch die Biegsamkeit der Bleche und die Nachgiebigkeit der Anschlußteile unberücksichtigt lassen.

Sind an den um a voneinander entfernten Querschotten Bindebleche angebracht, so muß für $x=o$ und $x=a$ sowohl $w=o$ als auch $\frac{\partial w}{\partial x}=o$ sein. Aus dem Ansatz: $w=\psi(y)\,\Sigma A_k\cdot\sin\frac{k\pi x}{a}$, der $w=o$ für $x=o$ und $x=a$ genügt, erhalten wir also für die A_k aus

$$\frac{\partial w}{\partial x}=\psi(y)\cdot\frac{\pi}{a}\cdot\Sigma k\,A_k\cdot\cos\frac{k\pi x}{a}$$

die Zusatzbedingungen:

$$A_1 + 2A_2 + 3A_3 + 4A_4 + \ldots = 0$$
$$-A_1 + 2A_2 - 3A_3 + 4A_4 - \ldots = 0,$$

woraus durch Subtraktion und Addition folgt:

$$f_1(A) = A_1 + 3A_3 + 5A_5 + \ldots = 0$$
$$f_2(A) = 2A_2 + 4A_4 + 6A_6 + \ldots = 0.$$

Wir schreiben Gl. (17) in der Form

$$\frac{B}{\lambda_{kr}^2} = \frac{\sigma_{kr}}{E\tau\pi^2} \cdot B$$
$$= \frac{\frac{\mu_1}{a^2}\Sigma A_k^2 k^4 + \mu_2 \Sigma A_k^2 k^2 + \mu_3 a^2 \Sigma A_k^2 + \mu_4 \left(\frac{b}{n}\cdot\frac{k}{a} + \frac{n}{b}\cdot\frac{a}{k}\right)^2 \Sigma A_k^2 k^2}{\Sigma A_k^2 k^2}$$
$$= \frac{Z}{N}, \text{ worin}$$

$$B = \delta_s \cdot \frac{h^3}{3}\cdot\varphi_1 + \delta_k \cdot \frac{b^3}{4\alpha n^2\pi^2} + F_r h_r^2 \varphi_r^2$$
$$\mu_1 = \frac{\delta_s^3 h^3}{10{,}92\cdot 3}\cdot\varphi_1 + J_r h_r^2 \varphi_r^2 = 0{,}030\,53\,\delta_s^3 h^3 \varphi_1 + J_r h_r^2 \varphi_r^2$$
$$\mu_2 = \frac{1{,}4}{\pi^2\cdot 10{,}92}\cdot\delta_s^3 h\,\varphi_4 = 0{,}013\,\varphi_4\delta_s^3 h$$
$$\mu_3 = \frac{4}{3}\cdot\frac{\nu^2}{10{,}92\,\pi^4 h^2} = 0{,}001\,25\cdot\frac{\nu^2}{h^2}$$
$$\mu_4 = \frac{\delta_k^3 b}{4\alpha\pi^2\cdot 10{,}92} = 0{,}002\,32\cdot\frac{\delta_k^3 b}{\alpha}.$$

Es ist nun die Funktion $\frac{\sigma_{kr} B}{E\tau\pi^2} = \frac{Z}{N}$ unter Bestehen der Bedingungen $f_1(A) = 0$; $f_2(A) = 0$ zu einem Minimum zu machen.

Unter Verwendung der Multiplikatoren ϱ und τ bilden wir die Gleichungen:

$$\frac{\partial}{\partial A_k}\left(\frac{Z}{N}\right) + \varrho\cdot\frac{\partial f_1}{\partial A_k} + \tau\cdot\frac{\partial f_2}{\partial A_k} = 0; \quad k = 1, 2, 3 \ldots.$$

$$\frac{\partial}{\partial A_k}\left(\frac{Z}{N}\right) = \left(\frac{\partial Z}{\partial A_k} - \frac{\partial N}{\partial A_k}\cdot\frac{\sigma_{kr} B}{E\tau\pi^2}\right)\frac{1}{N}$$

$$\left\{\frac{\mu_1}{a^2}\cdot k^4 + \mu_2 k^2 + \mu_3 a^2 + \mu_4\cdot\left(\frac{b}{n}\cdot\frac{k}{a} + \frac{n}{b}\cdot\frac{a}{k}\right)^2 k^2\right\} A_k - k^2 A_k\cdot\frac{\sigma_{kr} B}{E\tau\pi^2}$$
$$= \frac{\varrho}{2}\cdot k\,\Sigma A_k^2 k^2 \text{ für ungerade } k.$$

Die entsprechende Gleichung gilt mit dem Faktor τ statt ϱ für gerade k.

Nach Division durch k ergeben sich die beiden Gleichungssysteme:

$$\left[\frac{\mu_1}{a_2}\cdot k^2 + \mu_2 + \mu_3\cdot\frac{a^2}{k_2} + \mu_4\left(\frac{b}{n}\cdot\frac{k}{a} + \frac{n}{b}\cdot\frac{a}{k}\right)^2 - \frac{\sigma_{kr} B}{E\tau\pi^2}\right] k A_k$$
$$= \left[\frac{\mu_1}{a^2}(k+2)^2 + \mu_2 + \mu_3\cdot\frac{a^2}{(k+2)^2} + \mu_4\left(\frac{b}{n}\cdot\frac{k+2}{a} + \frac{n}{b}\cdot\frac{a}{k+2}\right)^2 - \frac{\sigma_{kr} B}{E\tau\pi^2}\right](k+2) A_{k+2}$$

$k = 1, 3, 5, 7 \ldots.$
$k = 2, 4, 6, 8 \ldots,$

die wir abgekürzt schreiben:

$$\text{(23)} \qquad \left(M(k) - \frac{B}{\lambda_{kr}^2}\right) k A_k = \left(M(k+2) - \frac{B}{\lambda_{kr}^2}\right)(k+2) A_{k+2}.$$

Schreiben wir $f_1(A)$ in der Form

$$1 + 3\cdot\frac{A_3}{A_1} + 5\cdot\frac{A_5}{A_1} + \ldots = 0$$

und setzen $\frac{A_k}{A_1}$ aus dem Gleichungssystem (23) ein, so erhalten wir die Knickbedingung:

$$\text{(24)} \quad \frac{1}{M(1) - \frac{B}{\lambda_{kr}^2}} + \frac{1}{M(3) - \frac{B}{\lambda_{kr}^2}} + \frac{1}{M(5) - \frac{B}{\lambda_{kr}^2}} + \ldots = 0 \quad \text{für ungerade } k$$

und

$$\frac{1}{M(2) - \frac{B}{\lambda_{kr}^2}} + \frac{1}{M(4) - \frac{B}{\lambda_{kr}^2}} + \frac{1}{M(6) - \frac{B}{\lambda_{kr}^2}} + \ldots = 0 \quad \text{für gerade } k.$$

Werden nur zwei Glieder der Fourierschen Reihe mit den Zeigern k_1 und k_2 als Näherungslösung berücksichtigt, so wird die Bedingung $f_1(A) = 0$ zu $k_1 A_{k1} + k_2 A_{k2} = 0$ und demnach:

$$w = \psi(y)\left(\frac{1}{k_1}\cdot\sin\frac{k_1\pi x}{a} - \frac{1}{k_2}\cdot\sin\frac{k_2\pi x}{a}\right).$$

Die Knickbedingung (24) ergibt eine Gleichung 1. Grades für $\frac{B}{\lambda_{kr}^2}$, aus der

$$\text{(25)} \qquad \frac{B}{\lambda_{kr}^2} = \frac{M(k_1) + M(k_2)}{2} \quad \text{folgt.}$$

Aus einer dreigliedrigen Reihe wird $\frac{B}{\lambda_{kr}^2}$ Wurzel einer Gleichung 2. Grades.

Gl. (25) läßt sich, wenn k und r ganze Zahlen bedeuten, schreiben:

$$\text{(26)} \qquad \frac{B}{\lambda_{kr}^2} = \frac{\mu_1 + \mu_4\cdot\frac{b^2}{n^2}}{2}\cdot\frac{k^2 + (k+2r)^2}{a^2}$$
$$+ \mu_2 + 2\mu_4 + \frac{\mu_3 + \mu_4\cdot\frac{n^2}{b^2}}{2}\cdot a^2\left(\frac{1}{k^2} + \frac{1}{(k+2r)^2}\right).$$

Für bestimmte Zahlen k und r folgt der kleinste Wert von $\frac{B}{\lambda_{kr}^2}$ aus der Bedingung $\frac{\partial}{\partial a}\left(\frac{B}{\lambda_{kr}^2}\right) = 0$, woraus sich ergibt:

$$a_m = \sqrt[4]{\frac{\mu_1 + \mu_4\cdot\frac{b^2}{n^2}}{\mu_3 + \mu_4\cdot\frac{n^2}{b^2}}\cdot k^2 (k+2r)^2}$$

und da nach (19) $s_m = \sqrt[4]{\frac{\mu_1 + \mu_4\cdot\frac{b^2}{n^2}}{\mu_3 + \mu_4\cdot\frac{n^2}{b^2}}}$

$$\text{(27)} \qquad a_m = s_m\sqrt{k(k+2r)}.$$

Für diesen Wert a_m ist:

$$\min\frac{B}{\lambda_{kr}^2} = \frac{\mu_1 + \mu_4\cdot\frac{b^2}{n^2}}{a_m^2}[k^2 + (k+2)^2] + \mu_2 + 2\mu_4$$

und nach Einsetzen von a_m

$$\text{(28)} \quad \min\frac{B}{\lambda_{kr}^2} = \left(\frac{k}{k+2r} + \frac{k+2r}{k}\right)\sqrt{\left(\mu_1 + \mu_4\cdot\frac{b^2}{n^2}\right)\left(\mu_3 + \mu_4\cdot\frac{n^2}{b^2}\right)} + \mu_2 + 2\mu_4.$$

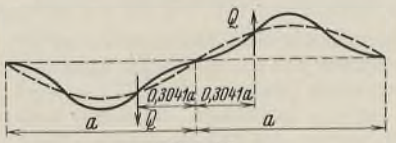


Bild 18.

Der Übergang von Wellen k, $k+2r$ zu Wellen k_1, $k_1 + 2r_1$ findet statt für eine Entfernung a, welche aus der Bedingung

$$\left(\frac{B}{\lambda_{kr}^2}\right)_{k,\,k+2r} = \left(\frac{B}{\lambda_{kr}^2}\right)_{k_1,\,k_1+2r_1} \quad \text{folgt}$$

$$\text{(29)} \qquad a = s_m\sqrt[4]{\frac{k_1^2 + (k_1+2r_1)^2 - k^2 - (k+2r)^2}{\frac{1}{k^2} + \frac{1}{(k+2r)^2} - \frac{1}{k_1^2} - \frac{1}{(k_1+2r_1)^2}}}.$$

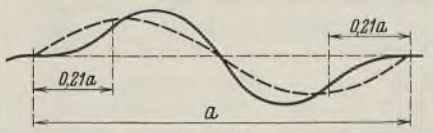


Bild 19.

Wenn wir für einen bestimmten Querschnitt die Entfernung a der Bindebleche von einem kleinen Wert anwachsen lassen, so erreicht $\frac{B}{\lambda_{kr}^2}$ das erste Minimum für

$$a = s_m\sqrt{1\cdot 3},$$

was der Wellenform der Ränder

$$w = \psi(y)\left(\sin\frac{\pi x}{a} = \frac{1}{3}\cdot\sin\frac{3\pi x}{a}\right)$$

entspricht (Bild 18)[2]). Bei weiterem Wachsen von a wird der Wert

$$a = s_m\sqrt[4]{\frac{2^2 + 4^2 - 1^2 - 3^2}{\frac{1}{1^2} + \frac{1}{3^2} - \frac{1}{2^2} - \frac{1}{4^2}}} = s_m\sqrt[4]{12{,}5} = s_m\sqrt{3{,}54}$$

erreicht, bei dem der Übergang zur Wellenform (2, 4):

$$w_y = \psi(y)\left(\frac{1}{2}\cdot\sin\frac{2\pi x}{a} - \frac{1}{4}\cdot\sin\frac{4\pi x}{a}\right)$$

erfolgt (Bild 19).

[2]) Diese Form tritt auch dann auf, wenn in $a/2$ Bindebleche ohne Querschotten angeordnet sind. Dabei ist $n = 2$ zu setzen.

Das Minimum für diese Wellenform wird bei $a = s_m \sqrt{2 \cdot 4}$ erreicht[3]). Bei

$$a = s_m \sqrt[4]{\frac{3^2 + 5^2 - 2^2 - 4^2}{\frac{1}{2^2} + \frac{1}{4^2} - \frac{1}{3^2} - \frac{1}{5^2}}} = s_m \sqrt{9{,}32}$$

erfolgt der Übergang zur Wellenform (3, 5):

$$w = \psi(y)\left(\frac{1}{3} \cdot \sin\frac{3\pi x}{a} - \frac{1}{5} \cdot \sin\frac{5\pi x}{a}\right).$$

Das Minimum wird bei $a = s_m \sqrt{3 \cdot 5}$ erreicht. Dann folgt die Welle (4, 6) bei $a = \sqrt{15{,}7}$ und so fort.

Praktisch am häufigsten und wichtigsten sind die Wellenformen (1, 3) und (2, 4). Für die Form (1, 3) ist nach (26)

$$\frac{B}{\lambda_{kr}^2} = \left(\mu_1 + \mu_4 \cdot \frac{b^2}{n^2}\right)\frac{5}{a^2} + \mu_2 + 2\mu_4 + \left(\mu_3 + \mu_4 \cdot \frac{n^2}{b^2}\right)\frac{5}{9} \cdot a^2.$$

[3]) Da $\frac{dw}{dx}$ auch für $x = \frac{a}{3}$ und $x = \frac{2}{3} \cdot a$ verschwindet, tritt mit $n = 2$ diese Wellenform auch dann auf, wenn in den Drittelspunkten Bindebleche ohne Querschotten angeordnet sind.

Für die praktische Rechnung schreiben wir ausführlich:

$$(30)\quad \lambda_{kr} = \sqrt{\frac{\delta_s \cdot \frac{h^3}{3} \cdot \varphi_1 + \frac{\delta_k b^3}{4 \alpha n^2 \pi^2} + F_r h_r^2 \varphi_r^2}{0{,}03053\, \delta_s^3 h \left(5 \cdot \frac{h^2}{a^2} \cdot \varphi_1 + 0{,}4255\, \varphi_4 + \frac{5}{9} \cdot 0{,}0411\, \nu^2 \cdot \frac{a^2}{h^2}\right) + \frac{0{,}00232}{\alpha} \cdot \delta_k^3 b \left[5\left(\frac{b}{n a}\right)^2 + 2 + \frac{5}{9}\left(\frac{n a}{b}\right)^2\right] + 5 J_r \left(\frac{h_r \varphi_r}{a}\right)^2}}.$$

Für die Form (2, 4) finden wir:

$$(31)\quad \lambda_{kr} = \sqrt{\frac{\delta_s \cdot \frac{h^3}{3} \cdot \varphi_1 + \frac{\delta_k b^3}{4 \alpha n^2 \pi^2} + F_r h_r^2 \varphi_r^2}{0{,}03053\, \delta_s^3 h \left(10 \cdot \frac{h^2}{a^2} \cdot \varphi_1 + 0{,}4255\, \varphi_4 + \frac{5}{32} \cdot 0{,}0411\, \nu^2 \cdot \frac{a^2}{h^2}\right) + \frac{0{,}00232}{\alpha} \cdot \delta_k^3 b \left[10 \cdot \left(\frac{b}{n a}\right)^2 + 2 + \frac{5}{32}\left(\frac{n a}{b}\right)^2\right] + 10 J_r \left(\frac{h_r \varphi_r}{a}\right)^2}}.$$

(Schluß folgt.)

Der Einfluß der Querschnittsform auf das Tragvermögen außermittig gedrückter Baustahlstäbe.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. Dr.-Ing. **Ernst Chwalla**, Brünn.

(Schluß aus Heft 25.)

5. Die Profilklasse IV.

Wir untersuchen einen außermittig gedrückten Baustahlstab, der hinsichtlich der Querschnittsform und der Lage des Kraftangriffspunktes dem Fall IVc in Bild 1 entspricht. Für die Schenkelstärke δ des einzelnen Winkelquerschnittes wählen wir ein Zwanzigstel der Querschnittshöhe h, so daß sich $F = 0{,}19\, h^2$, $J = 0{,}008\,408\, h^4$, $i = 0{,}2104\, h$ und $k = k' = 0{,}0885\, h$ ergibt. Die Grenze des Hookeschen Bereiches, innerhalb dessen die Beziehung $\frac{h}{\varrho} = \frac{h\, M_a}{E J} = \left(-\frac{h^2 \sigma_0}{i^2 E}\right)\frac{y}{h}$ Geltung besitzt, wird erreicht, wenn das Biegemoment die Größe $M_a = M_i = \frac{2J}{h}(1900 + \sigma_0)$ annimmt. Außerhalb des Hookeschen Bereiches können die dem Parameter $\sigma_0 = P/F$ zugeordneten Wertepaare y/h, h/ϱ wieder mit Hilfe des Formänderungsdiagramms (Maßstab: 1 cm $= \mu$ kg/cm² Spannung und 1 cm $= \nu$ spezifische Dehnung) festgelegt werden. Wir wählen eine Abszissenstelle ε_d' und bestimmen hierzu jene Stelle ε_z', für die die Gleichgewichtsbedingung $\int_F \sigma_b\, dF = D + Z = 0$ erfüllt wird. D und Z sind aus den Biegedruck- und Biegezugspannungsflächen Φ_{bd}' und Φ_{bz}' zu ermitteln, wobei zu berücksichtigen ist, daß der Stärke $2\delta = h/10$ des Winkelschenkelpaares (innerhalb dessen die Querschnittsbreite auf den zehnfachen Betrag springt) im Diagramm die in der Mitte des Abszissenintervalls $h' = \varepsilon_z' - \varepsilon_d'$ gelegene Strecke $2\delta' = h'/10$ zugeordnet ist. Fällt, wie es dem allgemeinsten Fall entspricht, die Biegespannungs-Nullinie (deren Lage durch den Schnittpunkt der Formänderungskurve mit der waagerechten Geraden „$\sigma_d = \sigma_0$" festgelegt wird) in das Intervall $2\delta' = h'/10$, dann müssen wir sowohl Φ_{bd}' als auch Φ_{bz}' in je zwei Teilflächen Φ_1', $\Phi_2' = \Phi_{bd}' - \Phi_1'$ bzw. Φ_3', $\Phi_4' = \Phi_{bz}' - \Phi_3'$ zerlegen, wobei $(\Phi_2' + \Phi_3')$ über dieses Intervall $2\delta' = h'/10$ zu liegen kommt; die Gleichgewichtsbedingung $D + Z = 0$ ist dann erfüllt, wenn wir ε_z' so wählen, daß $(\Phi_1' + 10\,\Phi_2') - (10\,\Phi_3' + \Phi_4') = 0$ wird. Nach Berechnung der Entfernungen e_1', e_2', e_3' und e_4' der Teilflächen-Schwerpunkte von der Biegespannungs-Nullinie kann das Spannungsmoment $M_i = h^3 (\Phi_1' e_1' + 10\,\Phi_2' e_2' + 10\,\Phi_3' e_3' + \Phi_4' e_4') \frac{\mu}{10\,(h')^2}$ bestimmt und daraus mit Hilfe der zweiten Gleichgewichtsbedingung $M_i + P y = 0$ die Größe $y/h = -\frac{1}{0{,}19\,\sigma_0} \cdot \frac{M_i}{h^3}$ ermittelt werden; das eindeutig zugeordnete Krümmungsmaß wird wieder auf Grund einer geometrischen Überlegung aus der Beziehung $h/\varrho = \varepsilon_z - \varepsilon_d = \nu h'$ gewonnen.

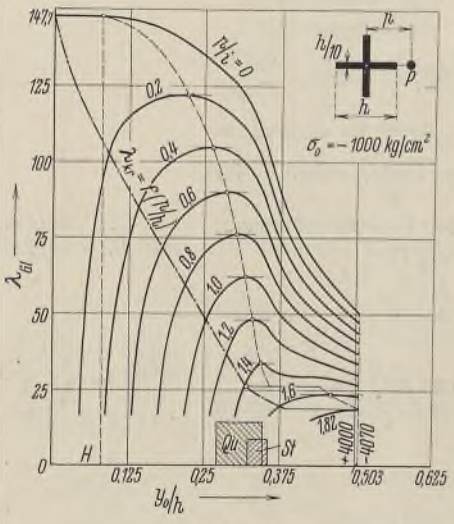


Bild 7a.

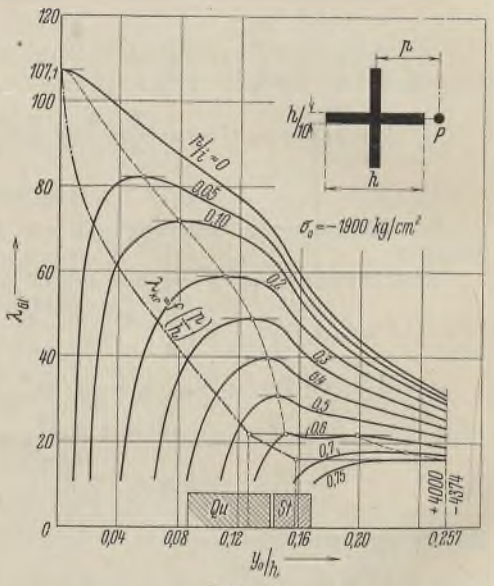


Bild 7b.

Die für die Laststufen $\sigma_0 = -1000$ und -1900 kg/cm² auf diese Weise ermittelten ϱ-y-Kurven sind in Bild 3a bzw. 3b dargestellt und durch die beigeschriebene Profilklassen-Nummer IV gekennzeichnet worden. Sie bilden die Grundlage für die Berechnung der in Bild 7a und 7b wiedergegebenen λ_{Gl}-y_0-Kurven, deren Extremstellen im Fall $\sigma_0 = -1000$ kg/cm²

Tafel f.

p/i	λ	σ_{kr}	β	σ_k	$\bar{\sigma}_{kr}$
0,2	121,9	−1000	1,39	−1468	−1056
0,4	104,5	−1000	1,82	−1949	−1071
0,6	89,8	−1000	2,05	−2194	−1070
0,8	76,0	−1000	2,21	−2392	−1082
1,0	62,1	−1000	2,31	−2535	−1097
1,2	47,9	−1000	2,37	−2624	−1107
1,4	33,8	−1000	2,40	−2666	−1111
0,05	82,1	−1900	1,18	−2308	−1956
0,1	72,0	−1900	1,26	−2439	−1936
0,2	58,9	−1900	1,36	−2561	−1883
0,3	49,1	−1900	1,43	−2619	−1831
0,4	39,9	−1900	1,47	−2651	−1803
0,5	30,9	−1900	1,51	−2672	−1770

Tafel g.

p/k	λ	σ_{kr}	β	σ_k	$\bar{\sigma}_{kr}$
0,25	131,5	−1000	1,26	−1261	−1001
0,50	121,0	−1000	1,51	−1489	−986
1,0	102,9	−1000	2,03	−1981	−976
1,5	87,8	−1000	2,34	−2230	−953
2,0	73,0	−1000	2,56	−2430	−949
2,5	58,0	−1000	2,73	−2569	−941
3,0	43,3	−1000	2,89	−2640	−913
0,125	81,2	−1900	1,24	−2321	−1872
0,25	71,3	−1900	1,34	−2447	−1826
0,50	57,7	−1900	1,48	−2571	−1737
0,75	47,6	−1900	1,57	−2625	−1672
1,00	38,0	−1900	1,65	−2656	−1610
1,25	28,5	−1900	1,68	−2677	−1593

Tafel h.

p/k	λ	σ_{kr}	$\varphi_{gü}$	β	$\bar{\sigma}_{kr}$	β	$\bar{\sigma}_{kr}$
0,25	131,5	−1000	1,000	1,26	−1000	1,22	−1032
0,50	121,0	−1000	1,066	1,49	−1000	1,43	−1038
1,0	102,9	−1000	1,082	1,98	−1000	1,88	−1052
1,5	87,8	−1000	1,128	2,23	−1000	2,12	−1052
2,0	73,0	−1000	1,122	2,43	−1000	2,28	−1063
2,5	58,0	−1000	1,122	2,57	−1000	2,39	−1078
3,0	43,3	−1000	1,142	2,64	−1000	2,45	−1078
0,125	81,2	−1900	1,078	1,22	−1900	1,19	−1958
0,25	71,3	−1900	1,208	1,29	−1900	1,28	−1920
0,50	57,7	−1900	1,460	1,35	−1900	1,39	−1855
0,75	47,6	−1900	1,656	1,38	−1900	1,46	−1796
1,00	38,0	−1900	1,707	1,40	−1900	1,51	−1762
1,25	28,5	−1900	1,690	1,41	−1900	1,53	−1750

für $p/i = 0{,}2$, 0,4, 0,6, 0,8, 1,0, 1,2, 1,4, 1,6, 1,82 der Reihe nach die kritischen Schlankheitsgrade $\lambda_{kr} = \max \lambda_{Gl} = 121{,}9$, 104,5, 89,8, 76,0, 62,1, 47,9, 33,8, 23,3, (18,7) und im Fall $\sigma_0 = -1900$ kg/cm² für $p/i = 0{,}05$, 0,1, 0,2, 0,3, 0,4, 0,5, 0,6, 0,7, 0,75 der Reihe nach $\lambda_{kr} = 82{,}1$, 72,0, 58,9, 49,1, 39,9, 30,9, 22,0, (18,1) und (16,2) liefern. Die Kennziffern der so bestimmten kritischen Gleichgewichtszustände sind in den ersten drei Spalten der Tafeln f und g zusammengestellt worden, wobei die Maxima zweiter Ordnung wieder unberücksichtigt blieben. Die Näherungswerte $\bar{\sigma}_{kr} = \sigma_k/\beta$, die in der vierten bis sechsten Spalte aus der „Grundlösung" („Tafel B" bzw. „Tafel A") entwickelt wurden, zeigen nicht unbedeutende Abweichungen von den kritischen mittleren Druckspannungen σ_{kr}. Wir wollen daher versuchen, durch Verwendung eines ideellen Hebelmaßes $p/\varphi\, k$ eine bessere Übereinstimmung zu erzielen, und ermitteln (um einen Anhaltspunkt für die Festsetzung von φ zu gewinnen) die „günstigsten" Beiwerte $\varphi_{gü}$, die wir einführen müssen, um die Rechnungsgröße $\bar{\sigma}_{kr} = \sigma_k/\beta$ in jedem Einzelfall mit dem strengen Wert zur Deckung zu bringen (vierte bis sechste Spalte der Tafel h). Wählen wir nun auf Grund dieser Zusammenstellung z. B. den Durchschnittswert $\varphi = 1{,}3$, dann erhalten wir aus der „Tafel A" die in der siebenten Spalte zusammengestellten β-Werte und damit die in der letzten Spalte angegebenen Rechnungsgrößen $\bar{\sigma}_{kr} = \sigma_k/\beta$, die mit den strengen Werten $\sigma_{kr} = -1000$ bzw. -1900 kg/cm² zu vergleichen sind.

6. Die Profilklasse V.

Wir untersuchen einen außermittig gedrückten Baustahlstab, der hinsichtlich der Querschnittsform und der Lage des Kraftangriffspunktes dem Fall V in Bild 1 zugehört. Für die Flanschdicke d wollen wir das 0,06 fache der Querschnittshöhe h und für die Flanschbreite b das 12 fache der Stegdicke δ wählen, so daß wir $F = 0{,}1933\, b\, h$, $J = 0{,}031\,28\, b\, h^3$, $i = 0{,}4021\, h$ und $k = k' = 0{,}3236\, h$ erhalten. Die Gültigkeitsgrenze des Hookeschen Formänderungsgesetzes, innerhalb deren die Beziehung $\frac{h}{\varrho} = \frac{h M_a}{EJ} = \left(-\frac{h^2 \sigma_0}{i^2 E}\right)\frac{y}{h}$ Geltung besitzt, wird erreicht, wenn $M_a = M_i = \frac{2J}{h}(1900 + \sigma_0)$ wird. Außerhalb des Hookeschen Gebietes können wir die den Parameterwerten $\sigma_0 = P/F$ zugeordneten Wertepaare y/h, h/ϱ wieder mit Hilfe des Formänderungsdiagramms (Maßstab: 1 cm $= \mu$ kg/cm² Spannung und 1 cm $= \nu$ spezifische Dehnung) festlegen. Wir wählen eine Abszissenstelle ε_d' und bestimmen ε_z' durch Probieren so, daß die Gleichgewichtsbedingung $\int_F \sigma_b\, dF = D + Z = 0$ erfüllt wird. D und Z sind aus den Biegedruck- und Biegezugspannungsflächen Φ_{bd}' bzw. Φ_{bz}' des Diagramms abzuleiten, wobei wir zu berücksichtigen haben, daß den Flanschdicken $d = 0{,}06\, h$, innerhalb deren die Querschnittsbreite auf den zwölffachen Betrag springt, im Diagramm die beiden Abszissenintervalle $d' = 0{,}06\, h' = 0{,}06\,(\varepsilon_z' - \varepsilon_d')$ entsprechen. Bezeichnen wir die über diesen Abszissenintervallen gelegenen Anteile von Φ_{bd}', Φ_{bz}' mit Φ_1' bzw. Φ_4' und die Restflächen mit $\Phi_2' = \Phi_{bd}' - \Phi_1'$ bzw. $\Phi_3' = \Phi_{bz}' - \Phi_4'$, dann wird die Gleichgewichtsbedingung $D + Z = 0$ erfüllt, wenn wir ε_z' so wählen, daß $(12\,\Phi_1' + \Phi_2') - (\Phi_3' + 12\,\Phi_4') = 0$ wird. Nach Bestimmung der Entfernungen e_1', e_2', e_3' und e_4' der vier Teilflächen-Schwerpunkte von der Biegespannungs-Nullinie (deren Lage durch den Schnittpunkt der Formänderungskurve mit der waagerechten Geraden „$\sigma_d = \sigma_0$" festgelegt ist) kann das Spannungsmoment $M_i = b\, h^2 (12\,\Phi_1'\, e_1' + \Phi_2'\, e_2' + \Phi_3'\, e_3' + 12\,\Phi_4'\, e_4') \frac{\mu}{12\,(h')^2}$ und daraus mit Hilfe der zweiten Gleichgewichtsbedingung $M_i + P\, y = 0$ die Größe $\frac{y}{h} = -\frac{1}{0{,}1933\,\sigma_0} \cdot \frac{M_i}{b\, h^2}$ berechnet werden, der wieder das Maß $h/\varrho = \varepsilon_z - \varepsilon_d = \nu\, h'$ der örtlichen Achsenkrümmung zugeordnet ist.

Die auf diese Weise für die Laststufe $\sigma_0 = -1000$ kg/cm² ermittelte ϱ-y-Kurve ist in Bild 3a eingetragen und durch die beigeschriebene Profilklassen-Nummer V gekennzeichnet worden. Sie bildet die Grundlage für die Berechnung der λ_{Gl}-y_0-Kurven, die in Bild 8 dargestellt sind und deren Extremstellen für $p/i = 0{,}2$, 0,4, 0,6, 0,8, 1,0, 1,2, 1,5, 1,61, 1,8, 2,0 2,3 und 2,5 der Reihe nach die kritischen Schlankheitsgrade $\lambda_{kr} = \max \lambda_{Gl} = 124{,}7$, 110,0, 97,9, 86,9, 75,2, 62,4, 41,3, 33,9, 29,7, 25,5, 20,1 und (16,9) liefern. In den Tafeln i und k wird die kritische mittlere Druckspannung $\sigma_{kr} = -1000$ kg/cm² mit den Näherungswerten $\bar{\sigma}_{kr}$ verglichen, die wir mit Hilfe der „Grundlösung" (strenge Lösung für die Profilklasse I) erhalten. Wir sehen, daß die Übereinstimmung eine recht gute wird (vgl. auch Tafel m), wenn wir das Hebelmaß in der Form p/i in die Rechnung einführen, die β-Werte also aus „Tafel B" entnehmen. Verwenden wir das Hebelmaß in der Form p/k, dann gelangen wir auf Näherungswerte $\bar{\sigma}_{kr}$, die unter Umständen nicht unerheblich größer als σ_{kr} sind[7]), doch läßt sich auch hier eine befriedigende Übereinstimmung erzielen, wenn wir die Bezugsgröße k mit einem Korrekturbeiwert φ versehen. Um bei der Wahl dieses Beiwertes einen Anhaltspunkt zu gewinnen, wurden in der Tafel l die „günstigsten" Beiwerte $\varphi_{gü}$ zusammengestellt, die wir einführen müssen, wenn wir die mit Hilfe der „Grundlösung" ermittelten Rechnungsgrößen $\bar{\sigma}_{kr} = \sigma_k/\beta$ (4. bis 6. Spalte der Tafel l) in jedem Einzelfall mit dem strengen Wert $\sigma_{kr} = -1000$ kg/cm² zur Deckung bringen wollen; entscheiden wir uns für $\varphi = 0{,}7$ als Durchschnittswert aller $\varphi_{gü}$, dann erhalten wir aus der „Tafel A" die in der siebenten Spalte angeführten Abminderungszahlen β und damit die in der letzten Spalte zusammengestellten Näherungswerte $\bar{\sigma}_{kr} = \sigma_k/\beta$.

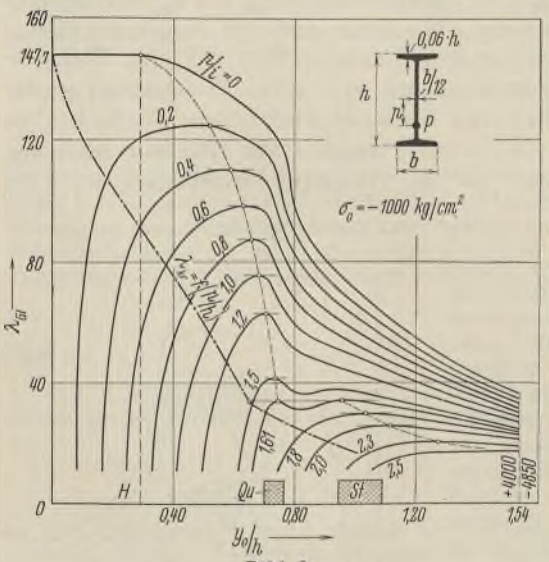


Bild 8.

7. Die Profilklasse VI.

Wir untersuchen einen außermittig gedrückten Baustahlstab, der aus zwei dünnen Gurtlamellen vom Gesamtquerschnitt F zusammengesetzt ist und hinsichtlich der Querschnittsform und der Lage des Kraftangriffspunktes dem Fall VI in Bild 1 entspricht. Die beiden Gurtlamellen wollen wir uns durch einen schubfesten Steg von verschwindend kleiner Dicke verbunden denken, um den Stab wie einen Stab mit einem ungeteilten Vollquerschnitt berechnen zu können; die Dicke der Gurtlamellen sei ausreichend klein, um die einfachen Beziehungen $J = F h^2/4$ und $i = k = k' = h/2$ in die Rechnung einführen zu dürfen. Durch eine derartige Idealisierung wird der Lösungsweg wesentlich vereinfacht, ohne die Anwendbarkeit der gefundenen Ergebnisse bei der praktischen Bemessung von I-Stäben mit kräftig ausgebildeten Flanschen auszuschließen.

[7]) Daß die kritischen mittleren Druckspannungen, die bei Versuchen mit Stäben der Profilklasse V erhalten wurden (M. Roš u. J. Brunner, Bericht vom August 1926 an die T. K. V. S. B. in Zürich), mit den nach dem Näherungsverfahren von Roš u. Brunner für Stäbe der Profilklasse I unter Zugrundelegung des Hebelmaßes p/k ermittelten Werten praktisch ausreichend übereinstimmen, spricht nicht etwa gegen einen Einfluß der Profilformen. Wir erhalten für außermittig gedrückte Baustahlstäbe der Profilklasse V, wie schon aus Tafel k folgt, etwas kleinere kritische Druckspannungen als für Stäbe der Profilklasse I; da nun auch der Näherungswert $\bar{\sigma}_{kr}'$, den wir für Stäbe der Profilklasse I unter Zugrundelegung sinusförmiger Gleichgewichtsfiguren („T. K. V. S. B.-Verfahren von Roš u. Brunner) gewinnen, grundsätzlich etwas kleiner als der strenge Wert ist (vgl. die Bemerkungen unter Fußnote 5), gleichen sich die Fehler hier angenähert aus.

Tafel i.

p/i	λ	σ_{kr}	β	σ_k	$\bar{\sigma}_{kr}$
0,2	124,7	— 1000	1,36	— 1402	— 1032
0,4	110,0	— 1000	1,77	— 1802	— 1018
0,6	97,9	— 1000	2,06	— 2055	— 998
0,8	86,9	— 1000	2,26	— 2220	— 984
1,0	75,2	— 1000	2,42	— 2365	— 978
1,2	62,4	— 1000	2,53	— 2489	— 986
1,5	41,3	— 1000	2,60	— 2626	— 1009
1,61	33,9	— 1000	2,62	— 2649	— 1010

Tafel k.

p/k	λ	σ_{kr}	β	σ_k	$\bar{\sigma}_{kr}$
0,25	124,6	— 1000	1,31	— 1405	— 1072
0,50	109,8	— 1000	1,65	— 1808	— 1096
0,75	97,7	— 1000	1,87	— 2059	— 1103
1,00	86,6	— 1000	2,02	— 2224	— 1103
1,25	74,9	— 1000	2,12	— 2369	— 1118
1,50	62,0	— 1000	2,17	— 2493	— 1148
1,75	48,2	— 1000	2,18	— 2590	— 1187
2,00	33,9	— 1000	2,16	— 2649	— 1226

Tafel l.

p/k	λ	σ_{kr}	$\varphi_{gü}$	β	$\bar{\sigma}_{kr}$	β	$\bar{\sigma}_{kr}$
0,25	124,6	— 1000	0,628	1,41	— 1000	1,38	— 1019
0,50	109,8	— 1000	0,668	1,81	— 1000	1,79	— 1012
0,75	97,7	— 1000	0,727	2,06	— 1000	2,08	— 989
1,00	86,6	— 1000	0,750	2,22	— 1000	2,28	— 974
1,25	74,9	— 1000	0,752	2,37	— 1000	2,44	— 968
1,50	62,0	— 1000	0,737	2,49	— 1000	2,56	— 977
1,75	48,2	— 1000	0,715	2,59	— 1000	2,62	— 990
2,00	33,9	— 1000	0,707	2,65	— 1000	2,67	— 995

Die Grenze des Hookeschen Bereiches, innerhalb dessen die Beziehung $\frac{h}{\varrho} = \frac{h\,M_a}{E\,J} = \left(-\frac{h^2\,\sigma_0}{i^2\,E}\right)\frac{y}{h}$ Geltung besitzt, wird erreicht, wenn $M_a = M_i = \frac{2\,J}{h}\,(1900 + \sigma_0)$ wird. Außerhalb dieses Bereiches können wir die den gewählten Parameterwerten $\sigma_0 = P/F$ zugeordneten Wertepaare y/h, h/ϱ mit Hilfe des Formänderungsdiagramms (Maßstab: 1 cm $= \mu$ kg/cm² Spannung und 1 cm $= \nu$ spezifische Dehnung) sehr leicht finden, da die Gleichgewichtsbedingung ${}_F\int \sigma_b\,dF = Z + D = 0$ schon befriedigt ist, wenn die in Gurtmitte gemessenen Biegespannungen σ_{bd} und σ_{bz} von entgegengesetzt gleicher Größe sind. Wir haben daher die waagerechte Gerade „$\sigma_d = \sigma_0$" in das Diagramm einzutragen, an einer gewählten Abszissenstelle ε_d' die Biegedruckspannung σ_{bd} unter Berücksichtigung des Ordinatenmaßstabes zu messen und auf der Biegezugseite jene Stelle ε_z' zu suchen, für die sich $\sigma_{bz} = -\sigma_{bd}$ ergibt. Mit Hilfe der Beziehung $y/h = -\sigma_{bz}/2\,\sigma_0$ (die aus der Gleichgewichtsbedingung $M_i + P\,y = \frac{F\,h}{2}\cdot\sigma_{bz} + F\,\sigma_0\,y = 0$ folgt) und der Beziehung $\frac{h}{\varrho} = \varepsilon_z - \varepsilon_d = \nu\,h'$ können wir dann die Wertepaare y/h, h/ϱ berechnen und die ϱ-y-Kurve punktweise festlegen. Für die Laststufen $\sigma_0 = P/F = -1000$ und -1900 kg/cm² sind diese Kurven in Bild 3a bzw. 3b dargestellt und durch die beigeschriebene Profilklassen-Nummer VI gekennzeichnet worden; da nach Erreichen der Fließspannung σ_F in einem der beiden Gurte die Größe $y/h = -\sigma_{bz}/2\,\sigma_0$ konstant bleibt, während $h/\varrho = \varepsilon_z - \varepsilon_d$ um den Betrag der Fließdehnung $\Delta\,\varepsilon = 0{,}0035$ (Abszissenunterschied FF' in Bild 2) anwächst, zeigen diese Kurven an den Abszissenstellen $\frac{y}{h} = \frac{\sigma_F \pm \sigma_0}{-2\,\sigma_0}$ einen stufenförmigen Verlauf. Die ϱ-y-Kurve bildet die Grundlage für die Berechnung der λ_{Gl}-y_0-Kurven, die in Bild 9a und 9b wiedergegeben sind und deren Extremstellen im Fall $\sigma_0 = -1000$ kg/cm² für $p/i = p/k = 0{,}2,\ 0{,}4,\ 0{,}6,\ 1{,}0,\ 1{,}3,\ 1{,}5,\ 1{,}6,\ 2{,}0,\ 2{,}7$ der Reihe nach die kritischen Schlankheitsgrade $\lambda_{kr} = \max \lambda_{Gl} = 130{,}2,\ 117{,}2,\ 105{,}4,\ 76{,}8,\ 53{,}2,\ 33{,}3,\ 31{,}2,\ 24{,}2,\ (14{,}3)$ und im Fall $\sigma_0 = -1900$ kg/cm² für $p/i = p/k = 0{,}1,\ 0{,}2,\ 0{,}3,\ 0{,}37,\ 0{,}4,\ 0{,}6,\ 0{,}8,\ 1{,}0$ der Reihe nach $\lambda_{kr} = 74{,}7,\ 54{,}2,\ 36{,}0,\ 23{,}7,\ 22{,}8,\ (17{,}6),\ (13{,}7)$ und $(12{,}1)$ liefern. Das Quetschintervall „Qu" und das Streckintervall „St" ist in Bild 9a und 9b zu je einem Punkt zusammengeschrumpft, der sich an der Stelle $\frac{y}{h} = \frac{\sigma_F + \sigma_0}{-2\,\sigma_0}$ bzw. $\frac{\sigma_F - \sigma_0}{-2\,\sigma_0}$ der Abszissenachse befindet.

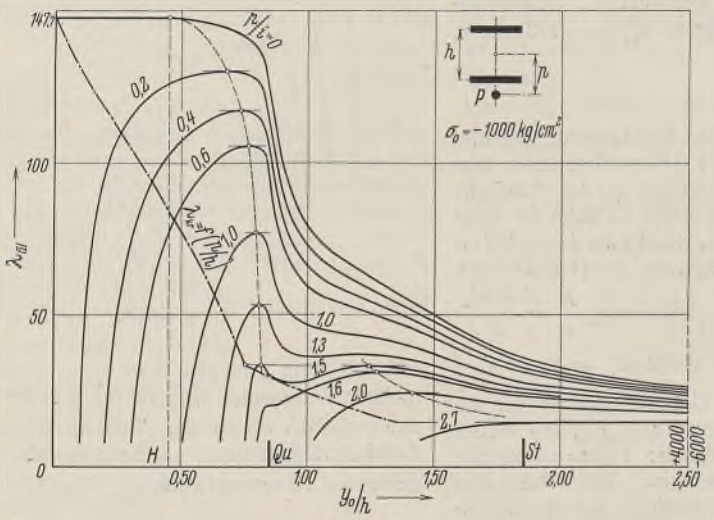


Bild 9a.

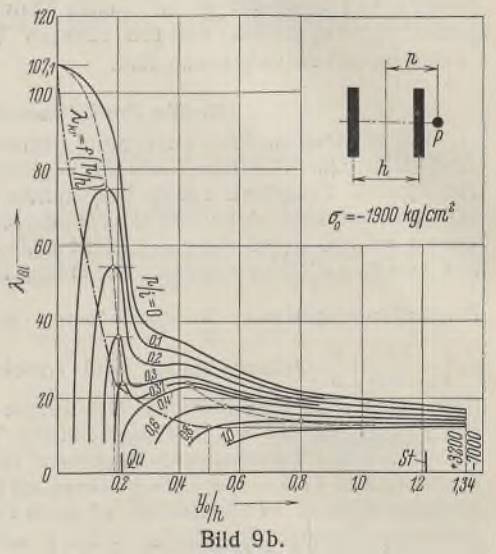


Bild 9b.

Der in den Tafeln m und n durchgeführte Lösungsvergleich lehrt, daß die Übereinstimmung der mit Hilfe der „Grundlösung" abgeleiteten Rechnungsgrößen $\bar{\sigma}_{kr} = \sigma_k/\beta$ mit den aus Bild 9a und 9b gewonnenen strengen Werten σ_{kr} eine recht gute ist, wenn wir das Hebelmaß in der Form p/i verwenden[8]). Da für das Grundprofil der Klasse VI unmittelbar $i = k$ ist, können wir genau die gleiche Übereinstimmung auch durch Einführung eines ideellen Hebelmaßes $p/\varphi\,k$ erzielen, wenn wir $\varphi = 1/\sqrt{3} = 0{,}578$ setzen; es sind dann die aus der „Tafel A" entnommenen Zahlen β mit Rücksicht auf die für Rechteckquerschnitte geltende Beziehung $i = k\sqrt{3}$ ebenso groß wie die Zahlen β, die wir aus der „Tafel B" bei Verwendung des Hebelmaßes p/i gewinnen, so daß auch für σ_{kr} die gleichen Werte wie in der Tafel m erhalten werden. In der Tafel o wurden wieder die „günstigsten" Beiwerte $\varphi_{gü}$ zusammengestellt, die wir einführen müßten, um in jedem Einzelfall eine volle Übereinstimmung von $\bar{\sigma}_{kr}$ und σ_{kr} zu erzielen; auch diese Serie der $\varphi_{gü}$ führt angenähert auf den Durchschnittswert $\varphi = 0{,}578$, dessen Verwendung (wie die in den letzten beiden Spalten zusammengestellten, mit den entsprechenden Werten der Tafel m übereinstimmenden Größen β und $\bar{\sigma}_{kr}$ erkennen lassen) eine befriedigende Annäherung gewährleistet.

[8]) Dieses Ergebnis wurde schon in zwei Arbeiten des Verfassers („Genaue Theorie der Knickung von Rahmenstäben", HDI-Mitteilungen, Brünn 1933, Heft 13 bis 20, und „Die Tragfähigkeit stählerner Dreigelenkbogen", Stahlbau 1935, S. 121) verwertet.

8. Zusammenfassung.

Schreiben wir für die kritische mittlere Druckspannung eines außermittig gedrückten, beiderseits gelenkig gelagerten Baustahlstabes die Beziehung $\sigma_{kr} = \max P_{Gl}/F = \sigma_k/\beta$ an und legen wir der Bemessung dieses Stabes dieselbe Sicherheitszahl zugrunde, die bei einem mittigen Kraftangriff gefordert werden würde, dann lautet die Grundformel der Bemessung einfach $\beta\,\omega \cdot \frac{P}{F} \leq \sigma_{zul}$, wobei ω die bekannte „Knickzahl" vorstellt und die Abminderungszahl β gleich Eins wird, wenn der Angriffshebel der Druckkraft verschwindet. Die praktische Anwendung dieser Grundformel läßt an Einfachheit nichts zu wünschen übrig, wenn für die Abminderungszahlen β ebenso wie für die Knickzahlen ω nur eine einzige, der genormten Baustahlsorte zugeordnete und für Stäbe beliebiger Querschnittsform geltende Tafel vorgeschrieben wird[9]). Die durch die Profilstreuung bedingten Abweichungen halten sich in praktischen Fällen bei den ω-Zahlen in engen Grenzen (die Knickspannung wird nur im unelastischen Bereich und auch hier nur geringfügig durch die Querschnittsform beeinflußt), können jedoch bei den β-Zahlen unter Umständen bedeutende Größe erreichen. Eine Reduktion dieser Abweichungen kann durch die Einführung eines von der Profilklasse abhängigen „ideellen Schlankheitsgrades", vor allem aber durch eine zweckmäßige Wahl der Bezugsgröße für den Hebelarm p bei der Festlegung des „Hebelmaßes" erzielt werden. Von den in Betracht kommenden Querschnitts-Festwerten müssen wir (wenn wir beachten, daß die kritische Last von Stäben, deren Querschnitt keine auf der Ausbiegungsebene senkrecht stehende Symmetrieachse aufweist, von der Ausbiegungsrichtung abhängt und daß diese Abhängigkeit bei der Anwendung der Bemessungsformel zum Ausdruck kommen muß) der „verschränkt gemessenen" Kernweite k die beste Eignung als Bezugsgröße zusprechen. Es ist nun naheliegend, zur Reduktion der Profilstreuung den Nenner des Hebelmaßes p/k mit einem Korrekturbeiwert φ zu versehen und diesen Beiwert für die einzelnen Profilklassen so festzulegen, daß die Rechnungsgrößen $\bar{\sigma}_{kr} = \sigma_k/\beta$, die

[9]) Die Bestimmung dieser nach dem Schlankheitsgrad und dem Hebelmaß geordneten β-Werte (der „Grundlösung") erfordert bei Voraussetzung rechteckiger Stabquerschnitte den geringsten Arbeitsaufwand. Im weiteren wird der Lösungsweg bedeutend abgekürzt, wenn wir die Gleichgewichtsfiguren näherungsweise durch Zweige der Sinuslinie (F. Hartmann, Z. d. Oe IAV 1933, S. 65) oder durch ganze Sinushalbwellen (M. Roš u. J. Brunner, Bericht vom August 1926 an die T. K. V. S. B. in Zürich) ersetzen. Ist das „zugrunde gelegte Formänderungsgesetz" durch die Angabe von E und σ_F schon vollständig beschrieben (ideal-plastischer Baustahl), dann kann die von A. Eggenschwyler (loc. cit.), K. Ježek (Stahlbau 1935, S. 89) und J. Fritsche (Stahlbau 1935, S. 137) entwickelte Lösung als „Grundlösung" Verwendung finden.

Die „Grundlösung" bezieht sich nicht nur auf eine einfache Querschnittsform, sondern auch auf den einfachen Fall einer genau geraden Stabachse, beiderseits gleich großer Angriffshebel und einer gelenkigen Lagerung der Stabenden. Um nun auch die Bemessung von außermittig gedrückten Baustahlstäben mit primär gekrümmter Achse oder ungleich großen Angriffshebeln $p_1 \neq p_2$ mit Hilfe der einheitlich vorgeschriebenen β-Tafel durchführen zu können, hat der Verfasser versucht, die Lösung für primär gekrümmte Stäbe (Stahlbau 1935, S. 43) und die Lösung für den Fall $p_1 \neq p_2$ (noch unveröffentlicht, vgl. den Schlußbericht I. Int. Kongr. Brückenbau in Paris 1932, S. 60) auf die „Grundlösung" zurückzuführen. Auch der Einfluß einer elastischen Einspannung der Stabenden (noch unveröffentlicht, vgl. den Schlußbericht I. Int. Kongr. f. Brückenbau in Paris 1932, S. 60, sowie die Abhandlungen d. Int. Ver. Brücken- und Hochbau, 2. Bd., Zürich 1933, S. 108) und die Beeinflussung der Tragfähigkeit durch Querbelastungen oder elastische Querstützungen (Stahlbau 1935, S. 43) wurde in Untersuchung gezogen.

Tafel m.

p/i	λ	σ_{kr}	β	σ_k	$\bar{\sigma}_{kr}$
0,2	130,2	— 1000	1,32	— 1287	— 975
0,4	117,2	— 1000	1,66	— 1588	— 957
0,6	105,4	— 1000	2,05	— 1935	— 944
1,0	76,8	— 1000	2,43	— 2339	— 963
1,3	53,2	— 1000	2,54	— 2545	— 1002
1,5	33,3	— 1000	2,50	— 2649	— 1060
0,1	74,7	— 1900	1,27	— 2361	— 1859
0,2	54,2	— 1900	1,34	— 2537	— 1893
0,3	36,0	— 1900	1,35	— 2638	— 1954

Tafel n.

p/k	λ	σ_{kr}	β	σ_k	$\bar{\sigma}_{kr}$
0,2	130,2	— 1000	1,23	— 1287	— 1046
0,4	117,2	— 1000	1,48	— 1588	— 1073
0,6	105,4	— 1000	1,76	— 1935	— 1099
1,0	76,8	— 1000	1,97	— 2339	— 1187
1,3	53,2	— 1000	1,97	— 2545	— 1292
1,5	33,3	— 1000	1,89	— 2649	— 1402
0,1	74,7	— 1900	1,19	— 2361	— 1984
0,2	54,2	— 1900	1,23	— 2537	— 2063
0,3	36,0	— 1900	1,22	— 2638	— 2162

Tafel o.

p/k	λ	σ_{kr}	$\varphi_{gü}$	β	$\bar{\sigma}_{kr}$	β	$\bar{\bar{\sigma}}_{kr}$
0,2	130,2	— 1000	0,720	1,29	— 1000	1,32	— 975
0,4	117,2	— 1000	0,715	1,59	— 1000	1,66	— 957
0,6	105,4	— 1000	0,704	1,94	— 1000	2,05	— 944
1,0	76,8	— 1000	0,626	2,34	— 1000	2,43	— 963
1,3	53,2	— 1000	0,573	2,55	— 1000	2,54	— 1002
1,5	33,3	— 1000	0,527	2,65	— 1000	2,50	— 1060
0,1	74,7	— 1900	0,685	1,24	— 1900	1,27	— 1859
0,2	54,2	— 1900	0,597	1,34	— 1900	1,34	— 1893
0,3	36,0	— 1900	0,497	1,39	— 1900	1,35	— 1954

wir mit Hilfe der einheitlich vorgeschriebenen β-Tafel erhalten, von den strengen Lösungswerten im Durchschnitt nur wenig abweichen. Nach den Ergebnissen unserer Lösungsvergleiche, die sich allerdings nur auf zwei Laststufen ($P/F = -1000$ und -1900 kg/cm²) erstrecken und daher keineswegs ausreichen, um allgemeine Schlüsse ziehen zu dürfen, bleibt die Profilstreuung innerhalb praktisch noch zulässiger Grenzen, wenn wir bei der Bemessung von Stäben der Profilklassen I, II, III einfach $\varphi = 1{,}0$, bei Stäben der Profilklasse IV etwa $\varphi = 1{,}3$, bei Stäben der Profilklasse V ungefähr $\varphi = 0{,}7$ und bei Stäben der Profilklasse VI rund $\varphi = 0{,}6$ setzen. Bei Anwendung des üblichen Bemessungsverfahrens[1]) kann die statische Tragsicherheitszahl bei Stäben aller Profilklassen von der vorgeschriebenen Knicksicherheitszahl nach beiden Seiten bedeutend abweichen.

Verschiedenes.

Zur Berechnung von Rautensystemen. Die Berechnung von Rautensystemen muß anders durchgeführt werden als die der übrigen gebräuchlichen Fachwerke. Dies hat darin seinen Grund, daß es bei Rautensystemen nicht möglich ist, einen Schnitt zu führen, der nur drei Stäbe trifft. In den Lehrbüchern der Statik ist es deshalb üblich, sich bei der Berechnung von Rautensystemen der kinematischen Methode zu bedienen. Diese

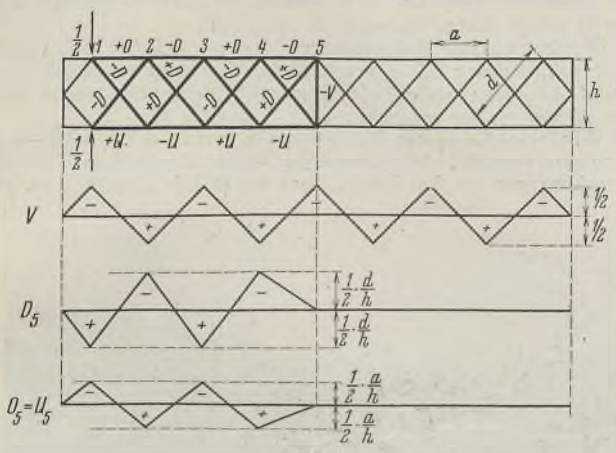


Bild 1.

Methode ist im allgemeinen bei keinem der sonst in der Praxis üblichen Systeme gebräuchlich und deshalb auch meist wenig geläufig.

Grüning zeigt in seinem Werk „Die Statik des ebenen Tragwerkes" auf S. 142, wie man die Berechnung auch ohne Kinematik durchführen kann. Der angegebene Weg ist aber recht umständlich, besonders für die Ermittlung von Einflußlinien. Grüning sagt deshalb selbst, daß man die Einflußlinien mit Hilfe der Kinematik einfacher erhalten kann.

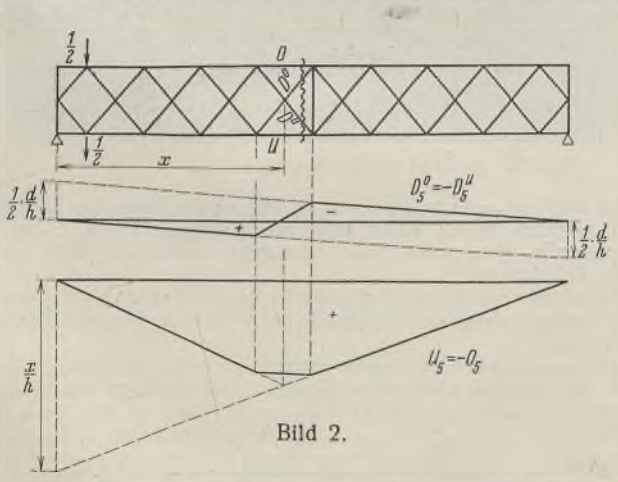


Bild 2.

Im folgenden soll nun kurz gezeigt werden, wie man einen Parallelträger mit rautenförmiger Ausfachung auch ohne Kinematik sehr schnell berechnen kann. Es ist dazu nur nötig, die Symmetrie auszunutzen, die diesem System zur Längsachse eigen ist. Es werden deshalb statt einer Einzellast eine symmetrische und eine gegensymmetrische Lastgruppe, wie sie sich aus den Bildern 1 u. 2 ergeben, eingeführt.

Bei der symmetrischen Belastung gemäß Bild 1 ergeben sich für das dort dargestellte System die eingetragenen Kräfte, wobei

$$O = U = \frac{1}{2} \cdot \frac{a}{h}, \qquad D = \frac{1}{2} \cdot \frac{d}{h}, \qquad V = \frac{1}{2}.$$

Es ist zu erkennen, daß der Einfluß der Lastgruppe sich nur auf die zwischen ihr und dem Stabilisierungsstab V liegenden Stäbe erstreckt. Die Kräfte in den Gurtstäben werden alle gleich groß, nur die Vorzeichen wechseln. Dasselbe gilt für die Diagonalen. Es läßt sich aus Bild 1 weiter ablesen: wenn die Lastgruppe um zwei Felder vorrückt, bleibt zwischen Lastgruppe und Stabilisierungsstab alles unverändert. Dagegen kehren sich alle Vorzeichen um, wenn das Vorrücken nur zum nächsten Knotenpunkt erfolgt. Man kann also für jede Laststellung sofort die zugehörigen Stabkräfte angeben, und damit lassen sich auch unmittelbar die

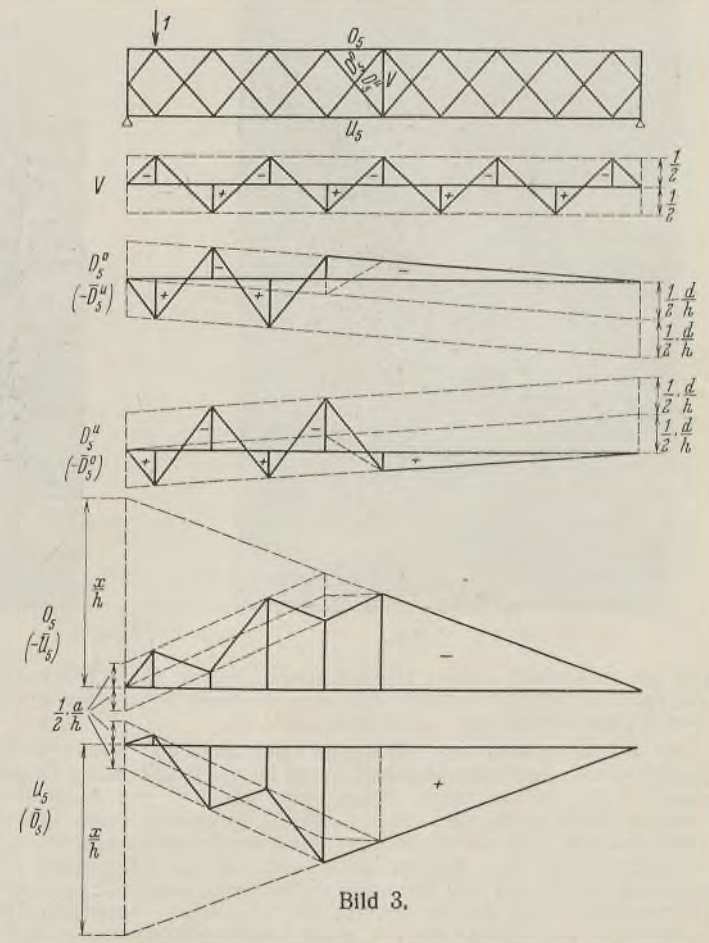


Bild 3.

Einflußlinien aufzeichnen. In Bild 1 sind diese für die Stäbe des Feldes 4 bis 5 dargestellt.

Für die gegensymmetrische Belastung des Bildes 2 müssen sich auch (zur Längsachse) spiegelgleiche Vorzeichen ergeben. Diese Bedingung kommt als vierte zu den drei Gleichgewichtsbedingungen hinzu, so daß sich jetzt bei Durchschneidung des Systems die Kräfte in den vier ge-

schnittenen Stäben angeben lassen. Sie sind

$$U = -O = M/h \quad \text{und} \quad D^u = -D^o = \frac{1}{2} \cdot Q \cdot \frac{d}{h}.$$

Wegen der Gegensymmetrie muß weiter $V = O$ sein. Bild 2 gibt — wieder für das Feld 5 — die Einflußlinien für die gegensymmetrische Gruppenlast.

Nun braucht man nur noch die beiden Lastfälle zu überlagern. Aus der Addition ergeben sich die Einflußlinien für eine auf dem Obergurt wandernde Einzellast. Sie sind in Bild 3 dargestellt. Die Subtraktion ergibt die Einflußlinien bei unten liegender Fahrbahn. Sie entsprechen den in Bild 3 durch überstrichene Werte (geklammert) gekennzeichneten Einflußlinien. Dr.-Ing. H. Pfannmüller, Aachen.

Hängebrücke zur Beförderung von Betonzuschlagstoffen. In den Vereinigten Staaten von Nordamerika werden zur Zeit mehrere große Staudämme für Wasserkraftanlagen errichtet. Neben anderen sind am Columbia-River gleich zwei derartige Projekte in der Ausführung begriffen, der Bonneville-Damm und der Grand Coulee-Damm. Bei letzterem wurde im November mit den Betonarbeiten begonnen, wozu an beiden Ufern des Stromes große Betonmischanlagen errichtet worden sind. Die benötigten Betonzuschlagstoffe brauchten nicht weit hergeholt zu werden, da am Ost-Ufer große Lager erschlossen werden konnten. Die östliche Mischanlage konnte somit bequem beschickt werden, während für die westliche Mischanlage, die insgesamt 3 440 000 cbm Beton zu liefern hatte, etwa 4 064 000 t Zuschlagstoffe über den Columbia-Fluß gebracht werden mußten. Die Untersuchungen über die wirtschaftlichste und zweckmäßigste Beförderungsart führten zu der Wahl eines Transportbandes, welches über eine lediglich zu diesem Zwecke zu errichtende leichte Hängebrücke geführt werden sollte. Die erforderliche Brückenlänge betrug immerhin 1069 m. Das Vorhandensein des Kastenfangedammes machte es möglich, auf ihm einen mittleren Pylon anzuordnen und das

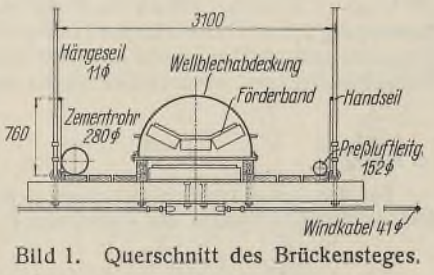


Bild 1. Querschnitt des Brückensteges.

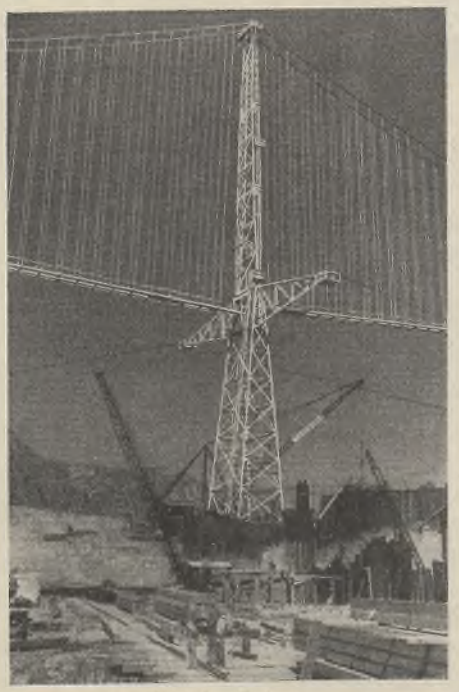


Bild 2. Pylon.

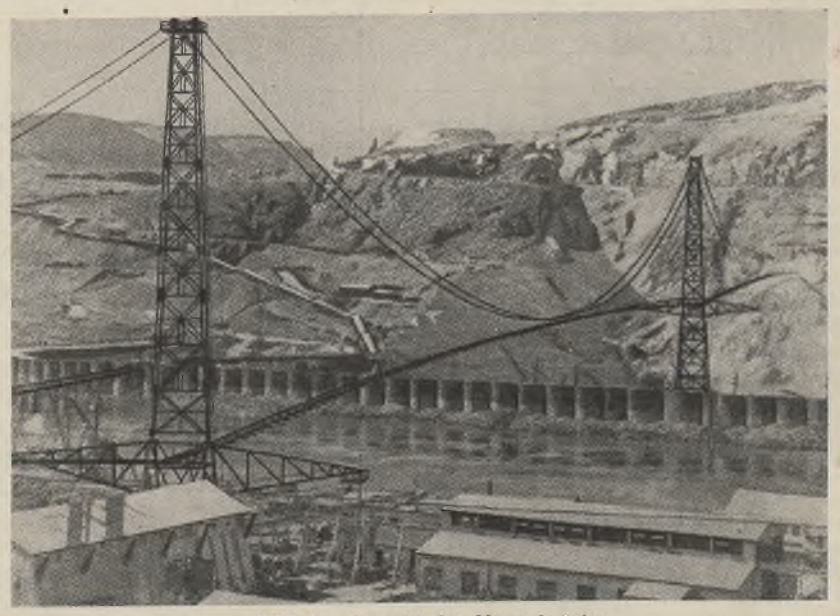


Bild 3. Ansicht der Hängebrücke.

Flußtal mit zwei gleich großen Hauptöffnungen von je 438 m Stützweite zu überspannen. Hieran schließt sich eine westliche Seitenöffnung von 83 m und eine östliche von 155 m Spannweite.

Die Brücke gehört zur Baustellenausrüstung der Mason-Walsh-Atkinson-Kier Co., der General-Unternehmerin für den Grand Coulee-Damm. Eine mehr als 1000 m lange Hängebrücke als Teil der Baustelleneinrichtung dürfte auch für amerikanische Verhältnisse etwas Außergewöhnliches sein; daß die gefundene Lösung der Transportfrage dennoch die wirtschaftlichste war, daß sie auch in bezug auf Schnelligkeit der Beförderung mit Kähnen und den damit verbundenen umständlichen Lade- und Löscharbeiten trotz der für den Bau der Hängebrücke benötigten Zeit weit überlegen war, spricht für die große Leistungsfähigkeit der Stahlbauweise.

Dem Entwurf wurde eine Belastung von 595 kg je laufenden Meter zugrunde gelegt. Hierin sind außer dem Eigengewicht der Konstruktion die Lasten aus dem voll ausgenutzten 915 mm breiten Förderband und aus einem ebenfalls über die Brücke geführten Zementbeförderungsrohr von 280 mm Durchm. enthalten. Außerdem mußten berücksichtigt werden: eine Preßluftleitung von 152 mm Durchm., die Belastung durch einen Arbeiter in jedem der 3,1-m-Brückenfelder, ferner Schnee- und Eislasten. Endlich waren noch die von den talauf und talab strömenden Winden herrührenden Kräfte aufzunehmen.

Aus Gründen der Gewichtsersparnis wurden statt einfacher Tragkabel größeren Durchmessers zwei Kabelpaare angeordnet; der Durchmesser des Einzelkabels beträgt 52 mm. Die Mittenentfernung der Kabelpaare beträgt 3,1 m. Die den Brückensteg tragenden Hängeseile haben einen Durchmesser von 11 mm und sind in Abständen von 3,1 m angeordnet. Jedes Hängeseilpaar trägt einen 3,66 m langen Querbalken 203 · 152 mm zur Aufnahme der Längs- und Tragbalken für das Förderband sowie die Stegabdeckung. Bei der Montage der Brücke wurde so vorgegangen, daß nach der Aufstellung der Pylonen und dem Aufbringen der Tragkabel jeweils ein Paar Hängeseile mit fertig angeschlossenem Querbalken als Ganzes hochgezogen und an den Tragkabeln befestigt wurde. Mit dem Fortschreiten dieser Arbeit von den Ufern nach der Mitte zu wurden auch gleichzeitig die Längsbalken und die aus 76 · 254 mm-Bohlen bestehende Stegabdeckung verlegt. Die Stegbreite ist 3,1 m, so daß zu beiden Seiten des Förderbandes noch ein Fußweg verbleibt. Das Förderband läuft mit einer Geschwindigkeit von 2 m/sec, was einer Leistung von rd. 700 t Zuschlagstoffe je Stunde entspricht. Das ganze Förderband ist mit einer Abdeckung aus Wellblech versehen. Einzelheiten des Stegquerschnitts zeigt Bild 1. Den Änderungen der Steglänge, wie sie durch Veränderungen der Durchbiegung hervorgerufen werden können, wurde durch Anordnung je eines verschieblichen Stegteiles in jeder Öffnung Rechnung getragen.

Die Höhe der Pylonen über dem Brückensteg beträgt 53 m, die Gesamthöhe des mittleren Pylons ist 99 m. Der obere Pylonenteil ist als Pendelstütze ausgebildet und vermittels zweier Zylinderzapfenkipplager von 127 mm Zapfen-Durchmesser auf dem unteren Pylonenteil, aber noch oberhalb des Brückensteges gelagert. Diese Pendelstützen besitzen einen schmalen rechteckigen Querschnitt mit den Größtabmessungen 1,5 · 6,1 m, der von vier Stielen aus L 203 · 203 · 29 und Verbänden gebildet wird. Ansichten der Brücke zeigen die Bilder 2 und 3.

Die Tragkabel sind auf dem westlichen Ufer im Felsen, auf dem Ost-Ufer in einem 230 m³-Betonblock verankert.

Als Überhöhung des Brückensteges, wie sie sich bei voller Belastung einstellen soll, wurden 3,1 m vorgesehen. Bei dem in Bild 3 gezeigten Bauzustand ist diese volle Belastung noch nicht aufgebracht, wodurch die Überhöhung größer erscheint.

Die Windversteifung des Brückensteges wurde durch seitliche Kabelverspannungen erreicht. Die Längskabel dieser Verspannung wurden von den Verankerungen an den Ufern, über die in Bild 2 sichtbaren, etwa in Höhe des Brückensteges befindlichen, drehbar gelagerten Ausleger geführt. Diese Hauptkabel haben einen Durchmesser von 41 mm. Von ihnen führen 6,4 mm dicke, mit Spannschlössern versehene Seile zu den einzelnen Querbalken.

Die Montage wurde durch die bereits in der Werkstatt vorgenommene farbige Kennzeichnung der Anschlußstellen an den vorgereckten Kabeln sehr erleichtert.

Der Entwurf der Brücke stammt von der American Steel & Wire Co., die auch die Stahlkonstruktionen lieferte. Die Montage wurde von der Mason-Walsh-Atkinson-Kier Co. unter Leitung von H. L. Myer durchgeführt. (Eng. News-Rec. v. 14. 11. 35.)

INHALT: Die Knicksicherheit der Randaussteifungen von ∏- und I-Stäben. — Der Einfluß der Querschnittsform auf das Tragvermögen außermittig gedrückter Baustahlstäbe. — Verschiedenes: Zur Berechnung von Rautensystemen. — Hängebrücke zur Beförderung von Betonzuschlagstoffen.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 9.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

Ende des Jahrgangs 1935.

150,-

Biblioteka Główna
III 0911
Politechniki Gdańskiej